



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Capacidade de Carga em Fundações Superficiais

Maria Manuela Pires Moreira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Luís José de Andrade Pais

Covilhã, Outubro 2011

Agradecimento

Na caminhada da vida, recolhemos estímulo e incentivo de pequenos gestos e palavras que parecem insignificantes...

Aos meus Pais e Irmã

Ao Pedro Nuno, Carolina e Nuno

Que me apoiaram incondicionalmente em mais esta etapa da minha caminhada!

Ao meu orientador, Professor Doutor Luís de Andrade Pais, por toda a disponibilidade, apoio e incentivo.

A Universidade da Beira Interior e ao Centro de Investigação e Desenvolvimento GeoBiotec - FCT (Universidade de Aveiro).

A todos os meus amigos que me deram força para continuar, cada vez um obstáculo surgia em especial ao meu amigo Pedro Gonçalves.

A todos os meus colegas e amigos de que trabalho, me fizeram muitas vezes não perder o rumo.

A TODOS o meu mais sincero OBRIGADA!

Manuela Moreira

Resumo

A presente dissertação trata o estudo do solo residual granítico desde a sua definição à envolvimento no território nacional bem como do comportamento mecânico deste tipo de solo tendo em conta as teorias, os modelos e os ensaios de vários autores que marcaram o estudo dos solos.

As estruturas de Engenharia civil induzem esforços nos solos, sobre os quais se torna, absolutamente necessário o seu conhecimento, por forma a impedir o colapso dessas mesmas estruturas.

A rotura dos solos, pontual e global é um dos temas explanados neste trabalho, passando pela abordagem e a avaliação das tensões numa massa de solo e a estimativa do aumento da tensão vertical e horizontal provocada por vários incrementos de uma carga à superfície. É focada, com especial atenção a aplicabilidade da rotura pontual no interior do maciço e global num perfil constituído por solo residual granítico da zona da Covilhã, comparando ensaios e parâmetros conhecidos das propostas da bibliografia.

O conhecimento da resistência dos solos e da sua rigidez ou, de uma forma mais rigorosa, das relações tensões-deformações e a capacidade de carga são objecto de análise. São abordadas as teorias que se aplicam naquilo que normalmente se designa por análise de estabilidade e que, integram o processo de dimensionamento de uma fundação. São apresentados os parâmetros que caracterizam um solo, as fórmulas de capacidade de carga (para diversas situações reais), que hoje são um instrumento bastante eficaz na previsão da tensão admissível, destacando-se dentre as inúmeras formulações a de Terzaghi, de Meyerhof, de Skempton, e de Brinch Hansen (com colaborações de Vesic).

Analisados os resultados de vários incrementos de carga vertical, nomeadamente as várias equações da capacidade de carga, a rotura pontual e as deformações induzidas permitem avaliar que, embora a tensão admissível possa ser elevada, mas os assentamentos totais poderão equacionar alguns cuidados. Embora se tenha avaliado uma localização de dissipação das cargas em profundidade, o grau diferencial de alteração do maciço permite equacionar perigosos assentamentos diferenciais mesmo para tensões inferiores a tensão última ou de rotura.

Palavras-chave

Solo residual granítico; fundações directas; capacidade de carga; rotura global; rotura pontual.

Abstract

The present work deals with the study of the granitic residual soil since its definition to the surroundings national territory as well as the mechanical behavior of this type of soil in view of the theories, models and tests of various authors that have marked the study of soils.

The civil engineering structures induce efforts in soils, on which it becomes absolutely necessary to your knowledge, in order to prevent the collapse of these structures.

The Rupture of the soils, is a timely and comprehensive themes explained in this work, through the approach and evaluation of the stresses in the soil mass and the estimated increase in vertical and horizontal stress caused by various types of loading. The chapter that includes this theme, focusing particular attention on the applicability of the rupture zone of granitic residual soil of Covilhã, testing and comparing the known parameters of the proposed bibliography.

The knowledge of the resistance of the soil and its stiffness, or a more rigorous way of the stress-strain relations and load capacity are examined in chapter three of this work. Theories are discussed that apply what is usually referred to by the analysis of stability and that part of the process design of a foundation. Presents the parameters that characterize a soil, the formulas of capacity (for a variety of real situations), which today are a very effective tool in predicting the allowable stress, especially among the numerous formulations of Terzaghi, Meyerhof of of Skempton, and Brinch Hansen (with Vesic's collaborations).

In the fourth and last chapter, are presented and analyzed the results of various types of residual soils with the application of various loads, using the resources developed in previous chapters, including the various equations of load capacity.

Analyzed the results of several increments of vertical load, including the various equations of load capacity, the breaking point and induced deformations, allow that, although the allowable stress may be high, but the total settlements they may consider some care. Although the location of load's dissipation in depth has been rated, the degree of mass's change, allows to equate dangerous differentials settlements even for tensions lower than last tension or breakage.

Keywords

Granitic residual soil; direct foundations; load capacity; global rupture; localized rupture.

Índice

1. Introdução	3
1.1 Objectivos.....	3
1.2 Organização do Documento	4
1.3 Estado da Arte.....	5
1.3.1 Definição de Solos	5
1.3.2 Solo Residual	5
1.3.2.1 O modelo de comportamento mecânico de solos residuais naturais	13
2. Rotura nos solos.....	21
2.1 Rotura Pontual versus Rotura Global	21
2.2 Aplicação a um maciço de solo residual	25
2.2.1 Características Físicas do Maciço.....	25
2.2.2 Parâmetros mecânicos do maciço.....	27
2.2.3 Estado de Tensão em Repouso.....	29
2.2.4 Aplicabilidade das soluções de teoria da elasticidade - Combinação do estado de tensão em repouso e o incremento.....	31
3. Tensão Deformação e Capacidade de Carga	41
3.1 Introdução	41
3.2 Fundações.....	41
3.2.1 Adequação do Tipo de Fundação	42
3.2.2 Fundações Directas	42
3.2.3 Dimensionamento de Fundações Directas	45
3.3 Capacidade de Carga	46
3.3.1 Tipos de Rotura de um Solo	46
3.3.2 Teoria da Capacidade de Carga	48
3.3.2.1 Teoria Terzaghi	48
Teoria.....	48
3.3.2.2 Teoria de Brinch Hansen (e sugestões de Vesic).....	52
3.3.2.3 Teoria de Meyerhof.....	61
3.3.2.4 Utilização de Equações	62
3.3.2.5 Em Fórmulas Empíricas Baseadas de Ensaio Simples (SPT).....	63
3.3.2.6 Tensão Admissível	64
3.3.3 Análise de Resultados	65
3.3.3.1 Influência dos parâmetros intervenientes na expressão da capacidade de carga	65
3.3.3.2 Valores de $N\gamma$	66
3.3.3.3 Capacidade de Carga em Diferentes Tipos de Solo e Sapatas	66
3.3.3.4 Capacidade de carga em solos com diferentes inclinações e sapatas distintas	69
3.3.3.5 Estimativa dos Assentamentos de Fundações	71
4. Conclusões	79
5. Bibliografia	83

Lista de Figuras

Figura 1 - Classificação ISRM (1981) do Solo Residual	6
Figura 2 - Perfil Tipo de Solo Residual.....	7
Figura 3 - Distribuição das magmáticas no Norte e Centro de Portugal Continental.....	9
Figura 4 - Perfil Esquemático de um maciço de solo residual granítico e as heterogeneidades macroscópicas	10
Figura 5 - Núcleo (bola) de granito no saprólito	11
Figura 6 - A heterogeneidade macroscópica do maciço de solo residual granítico: a) Esquema da alteração diferencial ("Bolas") do granito, resultando diferentes zonas de comportamento mecânico; b) Talude situado no local do Parque Industrial Tortosendo - Covilhã	11
Figura 7 - Esquema que mostra o processo de alteração em bolas de granito	12
Figura 8 - Características físicas de um perfil de solo residual (Futai et al., 2005).....	13
Figura 9 - Tensões e extensões num perfil alterado de acordo com um grau de alteração (Vaughan e Kwan, 1984)	14
Figura 10 - Curvas típicas de compressibilidade unidimensional do solo residual granítico no espaço: a) $e: \log \sigma_v$; b) $e/e_0: \log \sigma_v$	15
Figura 11 - Resultados de ensaios K_0 em materiais estruturados (Leroueil e Vaughan, 1990)	16
Figura 12 - Avaliação da anisotropia das superfícies de cedência do solo residual granítico (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010)	17
Figura 13 - Relação tensão-deformação: a) Ensaios triaxiais em solos granulares sem ligações cimentadas b) Ensaios triaxiais drenados em solo artificial cimentado ($e_0=0,7$) (Maccarini, 1987) 18	
Figura 14 - Carregamento de maciço à superfície e avaliação da função carga	21
Figura 15 - Maciço terroso carregado à superfície - esquema geral de tensões iniciais incrementais num ponto P situado num eixo de simetria à área carregada.....	22
Figura 16 - Estado de tensão em P quando prossegue o carregamento à superfície para além do valor que ocasionou a rotura por corte do solo naquele ponto. (Matos Fernandes, 2006)	23

Figura 17- Estado de tensão no ponto P na fase de carregamento à superfície para valores superiores à rotura pontual no plano: a) τ/σ ; b) $t:s'$	24
Figura 18 - Perfil de um maciço de solo residual definido a partir do número de pancadas para penetrar um cone apical de 90° (DPSH) (Andrade Pais, 2007)	26
Figura 19 - Variação do peso volúmico calculado em profundidade	26
Figura 20 - Variação do peso volúmico, K_0 inferido e coeficiente de Poisson calculado em profundidade	28
Figura 21 - Estado de tensão em repouso do maciço em profundidade na linha AB do Perfil E2j: a) tensão total vertical; b) pressão de água nos poros; c) tensão efectiva vertical; d) tensão efectiva horizontal	30
Figura 22 - Linha definida por K_0 no espaço de tensões $t: s'$	30
Figura 23 - Fundação directa com superfície rugosa	31
Figura 24 - Variação da solicitação a) vertical e b) horizontal, originada pela escavação considerando: $D=1,2$ e 4 m e $2b=1.5$ e 2.5 m	32
Figura 25 - Acréscimo das tensões em profundidade para solicitação superficial de $q=1500$ KN considerando as sapatas quadradas $B=L=1.5$ m e $B=L=2$ m. a) acréscimo da tensão vertical; b) acréscimo da tensão horizontal.....	33
Figura 26 - Acréscimo da pressão de água nos poros em profundidade para solicitação superficial de $q=1500$ kN considerando as sapatas quadradas $B=L=1.5$ m e $B=L=2$ m: a) acréscimo da pressão de água nos poros; b) pressão de água nos poros após a solicitação para $t=0^+$	34
Figura 27 - Estado de tensão após a solicitação em profundidade ($q=1500$ kN): a) tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=1.5$ m); b) tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=2.0$ m); c) tensão efectiva vertical de repouso e tensão efectiva final para $t=0^+$	35
Figura 28 - Estado de tensão após a solicitação em profundidade ($q=1500$ kN): a) tensão efectiva horizontal para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=1.5$ m); b) tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=2.0$ m); c) tensão efectiva horizontal de repouso e tensão efectiva final para $t=0^+$	35
Figura 29 - Linha K_0 e estado de tensão avaliado de $H=1$ m a $H=8$ m para $t=0^+$ e $t=\infty$ no espaço de tensões $t:s'$	36
Figura 30 - Linha K_0 , estado de tensão avaliado de $H=1$ m a $H=8$ m para $t=0^+$ e $t=\infty$ e envolvente de rotura estimada por ensaios CD no espaço de tensões $t:s'$	38

Figura 31 - Linha K_0 , estado de tensão avaliado de $H=1m$ a $H=8m$ para $t=0^+$ e $t=\infty$ e envolvente de rotura estimada por ensaios CU no espaço de tensões $t:s'$	38
Figura 32 - Sapatas isoladas assentes sobre solo residual	43
Figura 33 - Escavação de blocos de fundação	43
Figura 34 - Ensoleiramento em construção de edifício	44
Figura 35 - Montagem de armadura de sapata corrida assente sobre solo residual	44
Figura 36 - Rotura Generalizada.....	46
Figura 37 - Rotura Localizada.....	47
Figura 38- Rotura por Punçoamento	47
Figura 39 - Superfície de Deslizamento (Terzaghi))	48
Figura 40 - Estado de Rotura - Pontos M e N.....	49
Figura 41 - Excentricidade da Carga	53
Figura 42 - Sapata Tipo	54
Figura 43 - Carga Inclinada	55
Figura 44 - Inclinação da base da sapata.....	57
Figura 45 - Inclinação do terreno de fundação.....	57
Figura 46 - Profundidade e Extensão da Superfície de Rotura.....	59
Figura 47 - Cálculo do índice de rigidez do solo	60
Figura 48 - Superfícies de deslizamento (Meyerhof)	61
Figura 49 - Valores de $N\gamma$ para um solo com coesão nula e $\gamma=20kN/m^3$	66
Figura 50 - Tensão admissível em função da profundidade para os solos 4 e 5.	69
Figura 51 - Tensão admissível em função da profundidade para os solos 6 e 7	71
Figura 52 - Forma como a tensão é transmitida ao terreno no caso da Fundação rígida.	73

Figura 53 - Transferência das tensões na fase de carregamento.....	73
Figura 54 - Tipos de assentamento.....	IX
Figura 55 - Perfil E2j com a subdivisão em dois horizontes diferenciados para efeitos de cálculo de assentamentos e os respectivos diagramas de tensões efectivas em profundidade.....	75
Figura 56 - Assentamento elástico por variação da carga aplicada á superfície.....	76

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Cargas induzidas, dimensões das sapatas e respectivas profundidades seleccionadas....	4
Tabela 2- Classificação, descrição e conjugação dos graus de alteração proposta por ISRM (1981) e adaptada por IAEG (1990).....	8
Tabela 3 - Parâmetros de corte obtidos em ensaio triaxial consolidado seguido de compressão axial de modo drenado e não drenado (Andrade Pais, 2007).	27
Tabela 4 - Distribuição dos parâmetros de corte ϕ' e c' em profundidade (Andrade Pais, 2007). ..	27
Tabela 5 - Estimação de K_0 por métodos empíricos.....	29
Tabela 6 - Parâmetro mecânico do solo residual granítico.....	37
Tabela 7 - Pré-dimensionamento de fundações superficiais	45
Tabela 8 - Factores de capacidade de carga Terzaghi.	51
Tabela 9 - Utilização das várias equações da capacidade de carga.....	62
Tabela 10 - Factores de Segurança.....	65
Tabela 11 - Capacidade de carga para os solos virtuais designados por solo 1 a solo 5	67
Tabela 12 - Capacidade de carga para os exemplos utilizados solos 6 e 7 considerando o terreno inclinado para inclinações de 10° e 15°	70
Tabela 13 - Importância na amplitude do assentamento total em função da natureza do solo.....	71
Tabela 14 - Tabela síntese de resultados que permitem calcular assentamentos e tempos de consolidação para diferentes cargas que solicitem o maciço (Andrade Pais, 2007).....	74
Tabela 15 - Assentamentos por horizonte diferenciados, assentamento total e o tempo de consolidação no perfil E2j quando sujeito a diferentes cargas ($Q=1500kN$, $B=L=1.5$ e $B=L=2.0$)....	75

Simbologia e Notações

Os símbolos utilizados no texto são definidos no momento de leitura de modo ao seu fácil entendimento, contudo apresenta-se uma listagem dos mais importantes.

Alfabeto latino

A_f	- parâmetro de Skempton na rotura
a_v	- coeficiente de compressibilidade
B	- largura da fundação
$B=L$	- largura da sapata
c	- coesão
c'	- coesão efectiva
C_r	- índice de compressibilidade elástico na fase de recarga
C_s	- índice de compressibilidade elástico na fase de descarga
c_v	- coeficiente de consolidação primária
c_α	- coeficiente de consolidação secundária
D_r	- compacidade relativa
e	- índice de vazios
E	- módulo de deformabilidade; módulo de elasticidade (módulo de Young)
e_0	- índice de vazios inicial, índice de vazios natural
E_0	- módulo de deformabilidade inicial
$E_w, (E'_w)$	- módulo de deformabilidade para determinado grau de alteração (efectivo)
E_i	- módulo de deformabilidade inicial
FS	- factor de segurança;
G	- rigidez
Is	- número real função da geometria da área carregada
K_0	- coeficiente de impulso em repouso
$K_{p\gamma}$ e $K_{p\gamma}$	- coeficiente de impulso para rotura geral e local
m_v	- coeficiente de compressibilidade volumétrico
N	- número de pancadas em ensaio de penetração estática
N_γ, N_c, N_q	- factores de capacidade de carga
q_u	- capacidade de carga ou carga última
q	- sobrecarga

s	- $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$
s_α	- assentamento por compressibilidade secundária
s_{ed}	- assentamento por consolidação
s_i	- assentamento imediato
t, t'	- $\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
t_{90}	- tempo correspondente a 90% da consolidação primária
U	- grau de consolidação
u	- pressão de água nos poros
w	- teor em água
w_0	- teor em água natural

Alfabeto grego

ε_a	- extensão axial
ε_v	- extensão volumétrica
ϕ	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito
ϕ'	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito em termos de tensões efectivas
ϕ'_{cv}	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito a volume constante
ϕ'_{max}	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito máximo
ϕ'_p	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito de pico
ϕ'_{ult}	- ângulo de resistência ao corte, ângulo de atrito correspondente ao estado último
γ	- peso volúmico
γ_d	- peso volúmico seco
γ_s	- peso específico das partículas sólidas
λ	- declive da linha de compressibilidade isotrópica virgem no plano $\lambda: \ln p'$
ν	- coeficiente de Poisson; volume específico (1+e)
σ	- tensão total
σ'	- tensão efectiva
σ'_{v0}	- tensão vertical de repouso
σ'_{h0}	- tensão horizontal de repouso
σ_0	- tensão inicial
σ_1	- tensão principal máxima
σ_2	- tensão principal intermédia

- σ_3 - tensão principal mínima
- σ_v - tensão vertical
- τ - tensão tangencial ou distorcional
- $\tau_{máx}$ - tensão tangencial ou distorcional máxima ou de rotura
- ψ - ângulo de dilatância

Abreviaturas

- ASCE* - *American Society of Civil Engineers*
- ASTM* - *American Society for Testing and Materials*
- BS* - *British Standard*
- CD* - Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e corte drenado com σ_3 constante
(*Consolidation Drained*)
- CU* - Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e corte não drenado com σ_3 constante
(*Consolidation Undrained*)
- CPT* - Ensaio de penetração estática (*Cone Penetration Test*)
- CPTu* - Ensaio de penetração estática estático com medição da pressão de água gerada pela cravação (*piezocone*)
- DPSH* - Ensaio penetração dinâmica super pesado (*Dynamic Probe Super Heavy*)
- ISSMFE* - *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering LNE*
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- NP* - Normas Portuguesas
- OCR* - Grau de sobreconsolidação
- UBI* - Universidade da Beira Interior
- SPT* - Standard Penetration Test

Capítulo 1

Introdução e Avaliação do Maciço

1. Introdução

1.1 Objectivos

Com o presente trabalho pretende-se estudar um maciço de solo residual sujeito a tensões induzidas à superfícies e a sua dissipação em profundidade considerando-se a variabilidade de alguns índices físicos e parâmetros mecânicos, pelo grau de anisotropia verificado para efeitos de cálculo.

O objecto de análise é o solo da zona da Covilhã sendo considerado um perfil de solo anteriormente estudado.

O perfil de um solo, resulta de um processo de alteração do granito, prospiroides, o que impõe um afastamento à aplicação da fenomenologia do comportamento mecânico, ou seja, as premissas de homogeneidade e isotropia no comportamento mecânico de um solo não seriam aplicáveis, no entanto neste trabalho pretende-se introduzir os factores de anisotropia de uma forma controlada. Proceder-se-á desta forma, à avaliação em profundidade da variabilidade dos parâmetros físicos, bem como aos parâmetros mecânicos, ângulo de atrito interno e coesão. Ajusta-se ainda a variação do coeficiente de impulso em repouso em profundidade, pois a tensão vertical e horizontal de repouso podem ou não estar unicamente dependentes da gravidade, o que neste caso a massa gravítica é função do grau de alteração.

Estes parâmetros, variáveis, são usados na avaliação de rotura pontual do maciço quando sujeito a diferentes tensões aplicadas no maciço através de sapatas quadradas de diferentes áreas.

O estudo desta rotura, terá definida uma tensão induzida à superfície e o cálculo da dissipação em profundidade, o incremento da pressão de água nos poros e na tensão efectiva final. O nosso estado de tensões resultante será comparado com a envolvente de rotura desse mesmo solo no espaço de tensões. Avaliada a situação de rotura pontual, proceder-se-á à avaliação para a mesma situação, considerando-se a rotura global e os modelos e equações clássicas.

A avaliação de rotura pontual é utilizada fazendo variar a área da sapata e a carga de 1500kN.

A avaliação de rotura global é feita para cargas de 500 a 2000kN.

Avaliadas as tensões admissíveis e de rotura, faz-se a avaliação do assentamento total à superfície, considerando-se os vários assentamentos parciais. As tensões finais calculadas a diferentes profundidades estão dentro do espaço de tensões possíveis e tendo em conta que a rotura global se dá preferencialmente nas mesmas condições, para tensões superiores não haverá rotura para as condições avaliadas.

A tabela mostra as variações tomadas em termos de cargas induzidas, profundidades seleccionadas e largura das sapatas.

Tabela 1 - Cargas induzidas, dimensões das sapatas e respectivas profundidades seleccionadas.

Rotura Pontual		Rotura Global		
L=B(m)	1,5 2,5	1,5 2,5		
q	1500	500 1000 1500 2000		
D	-	1	2	4

Deste modo pretende-se dar uma contribuição para aprofundar o conhecimento das tensões admissíveis num solo existente na região da Covilhã.

1.2 Organização do Documento

No presente capítulo faz-se a revisão da literatura dos domínios, temáticas e conceitos considerados importantes para a compreensão do trabalho de investigação subjacente à presente dissertação, sendo que a maioria dos referidos conceitos servirão também como “motores teóricos” de reflexão durante a própria investigação.

Para além do presente capítulo, o capítulo 2 dedicar-se-á ao estudo das tensões induzidas no interior do maciço e a avaliação da rotura pontual em diferentes profundidades do maciço.

No capítulo 3 são apresentadas os problemas que orientaram o caminho reflexivo e apresenta o Enquadramento Metodológico, no qual é explicada a metodologia para a avaliação da rotura global e avaliação dos assentamentos a verificar para as cargas experimentadas.

Por fim no capítulo 4 temos as conclusões finais.

1.3 Estado da Arte

1.3.1 Definição de Solos

Os solos são materiais extremamente abundantes na natureza e têm origem na meteorização das rochas da crosta terrestre. Ocorrem sob a forma de partículas de diversa constituição mineral e por vezes também orgânica e com um gama enorme de dimensões. No seu estado natural é muito frequente os solos conterem ainda água e ar. O modelo de Terzaghi é representativo de uma amostra de solo e das suas fases distintas; podendo ter a separação através do Diagrama de Pesos (W) e do diagrama de Volumes (V). Os índices físicos dos solos advêm das relações entre pesos, entre pesos e volumes e entre volumes, podendo ser alterados ao longo do tempo. Seus nomes, simbologia e unidades devem ser aprendidos e incorporados ao vocabulário de uso diário do geotécnico.

Os maciços terrosos, resultantes da avaliação global do solo, quanto ao seu modo de formação ou origem na natureza, podem ser classificados em dois grandes grupos, cada um incluindo solos com características físicas, químicas e mecânicas muito diversas:

- a) Solos sedimentares.
- b) Solos residuais.

Os solos sedimentares são formados por acumulação, num dado local ou depósito, de partículas minerais resultantes da decomposição ou desintegração de rochas existentes noutro local. Os processos de transporte de partículas para o depósito sedimentar incluem a gravidade, o vento e a água. O processo de sedimentação, ou seja o depósito estratigráfico do material transportado resulta no processo de consolidação e que está associado ao tempo decorrido.

Os chamados solos residuais, por sua vez, são os solos que ocupam o volume da rocha que lhes deu origem, a chamada rocha-mãe. Não estão pois associados a processos de erosão e transporte de grãos. Resultam em tipologias físicas e mecânicas distintas consoante o grau de alteração a que se reduziu a rocha que os originou.

1.3.2 Solo Residual

Os solos residuais são mais frequentes e envolvem horizontes mais vastos e profundos em regiões caracterizadas por elevadas temperaturas e pluviosidade.

Enquanto as altas temperaturas criam ambientes mais favoráveis às reacções químicas envolvidas na alteração das rochas, a abundância de água, particularmente em percolação

subsuperficial, facilita os processos de lixiviação dos minerais que se vão desenvolvendo criando novas matrizes texturais e estruturais.

Como consequência daqueles factores potenciadores da meteorização dos maciços rochosos, verifica-se que os solos residuais dominam vastas zonas em regiões de clima tropical ou subtropical, onde também a abundante vegetação protege os maciços da erosão, sendo praticamente inexistentes em regiões de clima frio e seco. Nas regiões temperadas, estes maciços podem também ter significativa importância, incidindo particularmente em zonas de maior pluviosidade.

Em geral, distinguem-se os seguintes dois tipos de solos residuais:

- Solo residual jovem ou saprólito, material que física e mecanicamente se pode classificar como solo mas que, preserva a estrutura original da rocha- mãe.
- Solo residual maduro ou laterite, em que aos processos de enfraquecimento causados pela meteorização se seguiram litificações e precipitações químicas secundárias com geração de novas ligações entre partículas, tendo-se perdido completamente a estrutura da rocha originária.

Esta classificação é feita com base no conhecimento de perfis de alteração e segundo classificações propostas por Little (1969), assumidas pela IAEG ou mesmo pela ISRM (1988), tal como se ilustra na Figura 1 e Figura 2, seguintes.

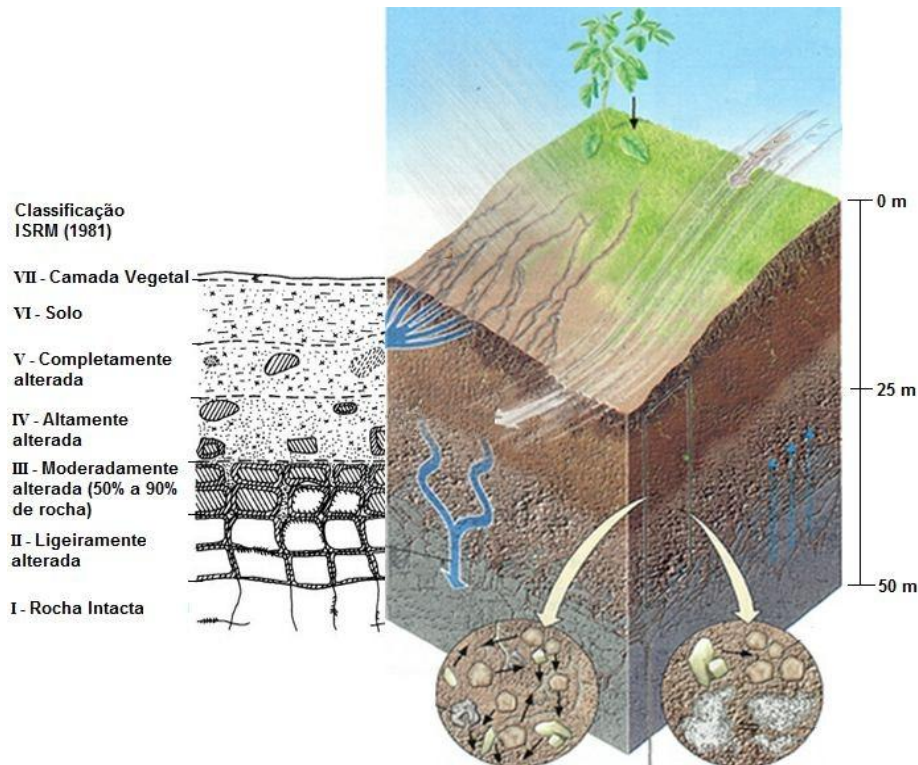


Figura 1 - Classificação ISRM (1981) do Solo Residual

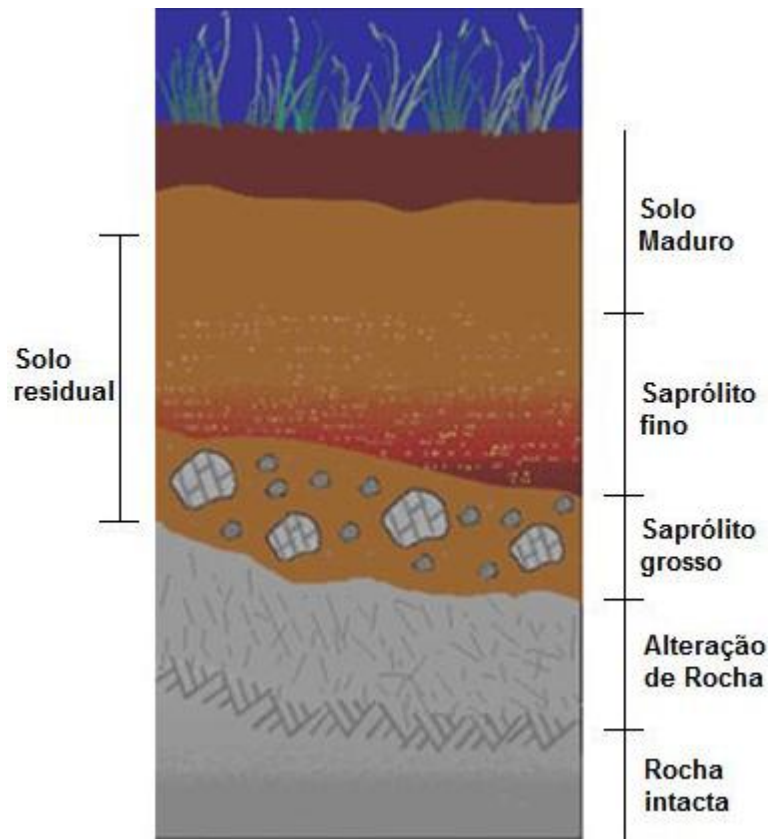


Figura 2 - Perfil Tipo de Solo Residual

Existem várias classificações dos graus de alteração do maciço e são propostas por vários autores. Os graus de alteração de um perfil foram classificados pela “Geological Society” (1990) em 6 graus a rocha fresca é representada pelo nível I e o solo residual onde conserva ainda a fabrica mas a composição mineralógica está bastante alterada é representada pelo nível VI. Nesta classificação o maciço que vai ser objecto de estudo têm grau de alteração V, VI no qual o material está decomposto mas alguma estrutura da rocha original foi retida. A Tabela 2 sintetiza os graus de alteração observados num perfil.

Tabela 2- Classificação, descrição e conjugação dos graus de alteração proposta por ISRM (1981) e adaptada por IAEG (1990).

Grau	Termo	Descrição
W _I	Rocha intacta	Não ocorrem sinais visíveis de meteorização. Apenas uma leve descoloração ao longo das maiores superfícies de descontinuidade.
W _{II}	Ligeiramente alterada	A Descoloração do maciço indica meteorização ao longo das descontinuidades e também da rocha
W _{III}	Moderadamente alterada	Menos de 35% da rocha encontra-se desintegrada ou decomposta para um solo. Rocha intacta ou descolorada ainda está presente no maciço.
W _{IV}	Altamente alterada	Mais de 35% da rocha encontra-se desintegrada ou decomposta para um solo. Rocha intacta ou descolorada ainda está presente no maciço.
W _V	Completamente alterada	Todo o material constituinte da rocha está decomposto ou desintegrado para um solo. A estrutura da rocha original encontra-se bem preservada.
W _{VI}	Solo	Todo o material foi convertido para um solo. A estrutura do maciço e a fábrica do material foi destruído. Ocorre uma grande variação de volume, mas o solo apenas poderá ter sofrido um pequeno transporte.

Em climas temperados, como o do Norte de Portugal, existem quase exclusivamente solos do primeiro tipo (residual ou saprólito), enquanto os do segundo tipo só têm desenvolvimento significativo em zonas subtropicais e tropicais. Naturalmente, que incide sobre a região da Covilhã dedica-se aos solos do primeiro dos dois tipos indicados.

No nosso país, de clima temperado mediterrânico, os maciços de solos residuais encontram-se predominantemente na região Norte litoral caracterizada por uma elevada pluviosidade com temperaturas moderadas e gradientes térmicos baixos que, processando alterações dos maciços geologicamente dominantes (graníticos na faixa mais ocidental e xisto-grauváquicos em manchas mais interiores), originam horizontes destes solos de espessura que podem atingir a vintena de metros em algumas zonas, sendo mais frequentes de 5 a 10 m. De um modo geral o solo residual granítico está presente no território nacional nas zonas geologicamente graníticas com diferentes graus de alteração. A Figura 3 apresenta essa distribuição.

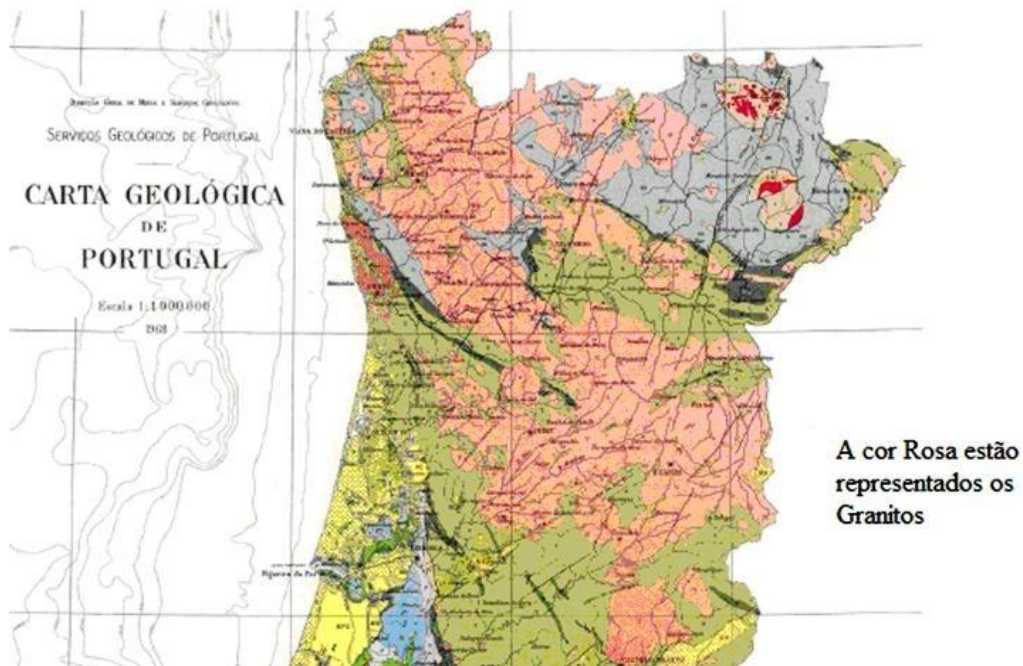


Figura 3 - Distribuição das magmáticas no Norte e Centro de Portugal Continental

O processo de formação de solos residuais confere-lhes características e comportamentos mecânicos particularmente complexos. Parâmetros como os índices de compacidade, de consistência, o teor de argila, largamente informativos acerca da deformabilidade e da resistência dos solos sedimentares, são-no muito menos, ou mesmo nada, para os solos residuais.

O ajustamento dos modelos clássicos aos solos residuais é consequência da adaptação de muitos dos critérios usuais da Mecânica dos Solos para solos sedimentares. Desde logo, tem-se dificuldade em determinar uma distribuição granular significativa, devido à grande variabilidade das dimensões das partículas, do índice de vazios e de produtos da decomposição (mesmo numa mesma amostra), bem como da omnipresença de ligações entre partículas nomeadamente a cimentação e da micro fábrica¹, retidas da rocha-mãe.

Se a identificação químico-minerológica e física é importante, particularmente quando acompanhada de índices adaptados às características da micro e macrofábrica destes solos, é o comportamento tensão-deformação que clama por novos modelos e metodologias de caracterização distintas das dos solos sedimentares. Nesta linha, Vaughan (1985) usou uma aproximação alternativa às comuns para os solos sedimentares, sugerindo que as características dos solos residuais têm correspondência com as de materiais levemente cimentados, sendo as propriedades mecânicas função da resistência das pontes de cimentação e da compacidade resultante do processo de alteração.

¹ Aquando da deposição de um solo, as partículas minerais posicionam-se segundo arranjos espaciais. A essa disposição relativa das partículas chama-se fábrica

Numa abordagem genérica das características dos maciços de solos residuais não pode deixar de ser salientada como muito importante e condicionante, a questão da complexa variabilidade dos graus de alteração e conseqüente heterogeneidade (química, física e mecânica) das propriedades destes maciços, tanto em profundidade como em planta (Irfan et al. 1988). Nos solos residuais acrescenta-se a esta heterogeneidade, o processo de alteração em “bolas” e ainda a presença de filões e fracturas relíquia do maciço, tal como mostra a Figura 4, em esquema. Tal avaliação macroscópica do maciço mostra as conseqüências de um dimensionamento de fundações a partir do conhecimento pontual e pouco profundo.

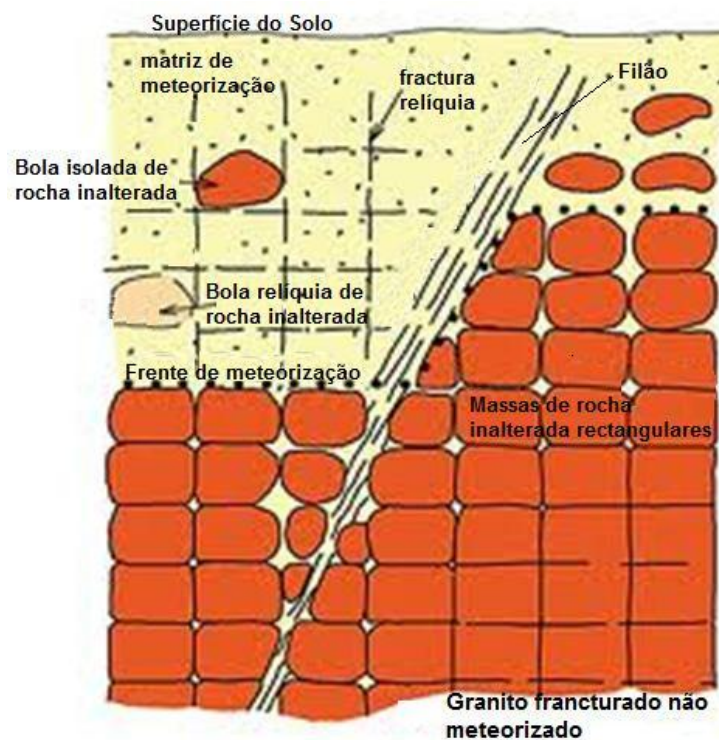
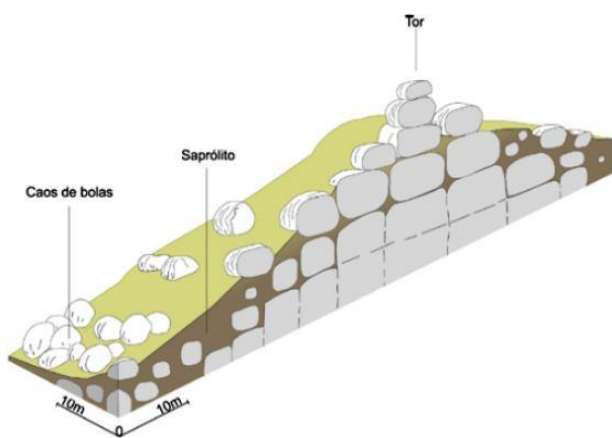


Figura 4 - Perfil Esquemático de um maciço de solo residual granítico e as heterogeneidades macroscópicas

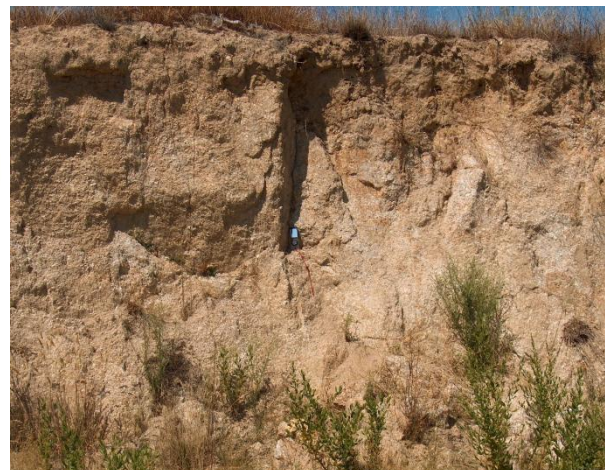
Os granitos sofrem processos de alteração, tornando-se como limite num material sem coesão, em que a espessura desta alteração pode variar de alguns metros a dezenas de metros, por alteração mecânica, térmica e química, podendo passar por um estado de alteração em “bolas”. O solo residual resultante confirma a grande heterogeneidade à escala do maciço ilustrado na Figura 5 e Figura 6.



Figura 5 - Núcleo (bola) de granito no saprólito



a)



b)

Figura 6 - A heterogeneidade macroscópica do maciço de solo residual granítico: a) Esquema da alteração diferencial ("Bolas") do granito, resultando diferentes zonas de comportamento mecânico; b) Talude situado no local do Parque Industrial Tortosendo - Covilhã

Os blocos do maciço são disjuntos por um conjunto de fracturas que permitem uma alteração de modo "centrípeto".

Começa por uma escamação dos paralelepípedos limitados pelo sistema de fracturas, juntas e diaclases (sub - horizontais e sub - verticais), com planos sensivelmente ortogonais, provocando o aumento da superfície exposta às condições de alteração mecânica. A alteração química constitui a terceira etapa, para as bolas graníticas, embora estas etapas neste caso sejam diferentes.

Esta diferença pode ainda provir das plagioclases que são mais sericitizados nos granitos alcalinos.

A Figura 7, ilustra o processo de alteração em bolas de granito.

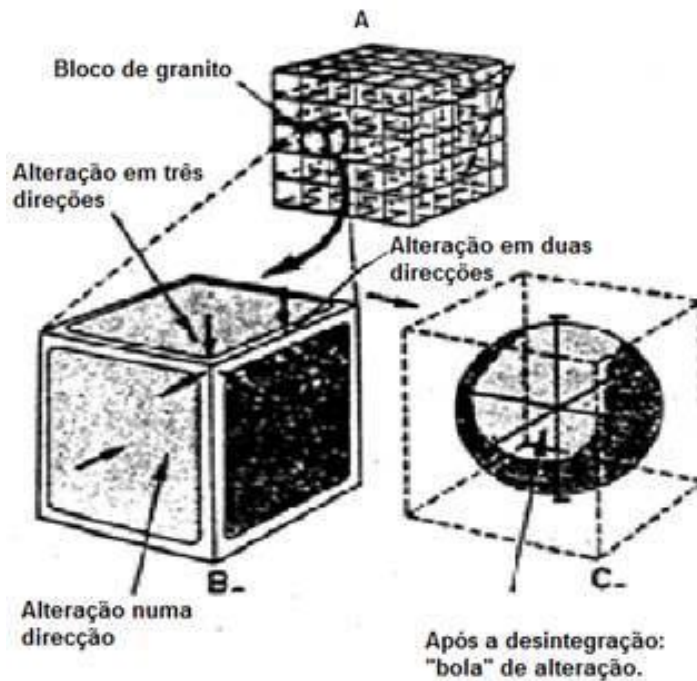


Figura 7 - Esquema que mostra o processo de alteração em bolas de granito

A avaliação do maciço a partir de ensaios laboratoriais implica considerar-se a escala microscópica e o afastamento do comportamento global do maciço, mas mesmo considerando-se o problema a grande escala, a variabilidade da fábrica está presente (muitas vezes de forma algo complexa) nas próprias amostras que são recolhidas para ensaios de caracterização de laboratório (Garga, 1988).

A primeira, designada macrofábrica, está associada a estratificações, folheamentos, fissurações, vazios e singularidades de grande escala (geológicas e hidrogeológicas).

Exige, por isso, uma boa campanha de prospecção para que se possa definir zonas tipificadoras, as muito frequentes máscaras de material mais intensamente meteorizado (por exemplo, manchas de caulinição mais intensa) ou, pelo contrário, blocos de material mais preservado (pedras de muito maior resistência e que podem atingir pontualmente grandes dimensões).

Partindo de uma boa campanha, as decisões de projecto devem ter em consideração essa variação paramétrica tentando adaptar as decisões construtivas, e conseqüentemente as soluções de projecto, a esta variabilidade de elevada escala.

1.3.2.1 O modelo de comportamento mecânico de solos residuais naturais

Os solos residuais ocorrem em largas áreas com distribuição mundial e têm sido pouco estudados, particularmente no que respeita à definição do estado crítico e as condições de estado limite. Têm-se desenvolvido estudos para o conhecimento do comportamento mecânico do solo residual granítico e o estabelecimento de modelos que descrevam o comportamento tensão-deformação por Viana da Fonseca (1997, 2006), Andrade Pais (1998, 2007), Cavaleiro (2009) e Rodrigues (2003). A maioria dos estudos tem focado o comportamento mecânico saturado de areias e argilas.

O solo residual, resultante de graus diferenciados de alteração, seja em profundidade, seja lateralmente, convoca-nos para o problema do estudo do perfil do maciço com diferentes graus de alteração que se associam em primeiro grau a diferentes classificações granulométricas, diferentes parâmetros físicos (variação no perfil do índice de vazios, do teor em água, grau de saturação e pesos volúmcicos), Figura 8. O perfil mostra o carácter heterogéneo de um solo residual quando se pretende estabelecer em primeira análise os diferentes modelos mecânicos clássicos que, se fundam na homogeneidade do material, isotropia das propriedades e comportamento elástico linear. Associa-se ainda o problema da representatividade dos modelos que são constituídos a partir de análises pontuais e seus parâmetros.

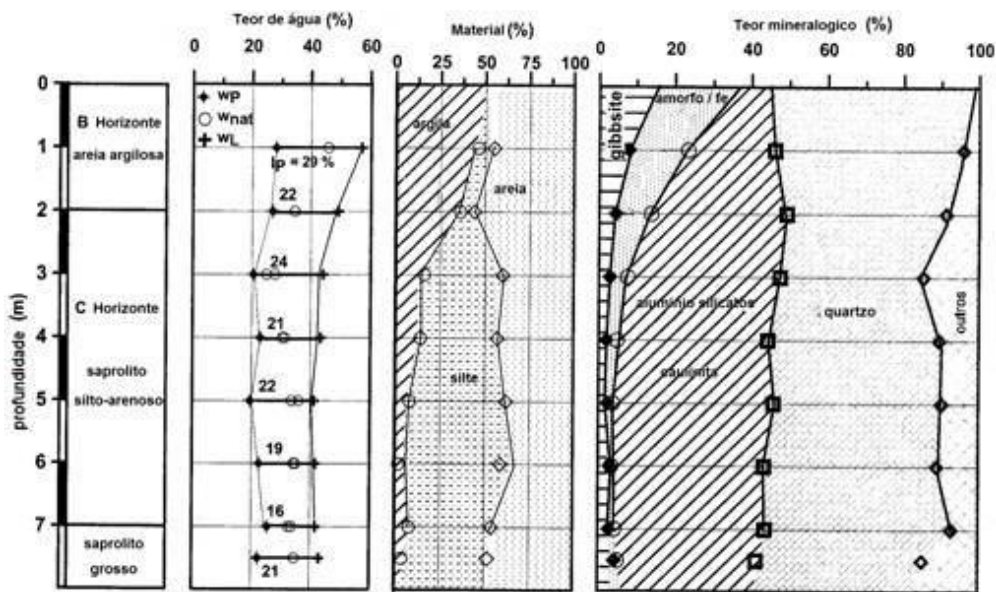


Figura 8 - Características físicas de um perfil de solo residual (Futai et al., 2005)

Os solos residuais têm um comportamento mecânico que se afasta do comportamento clássico dos solos sedimentares, argilosos ou granulares, possuindo características similares às rochas brandas, resultantes da estrutura herdada (empacotamento dos cristais, ligações iônicas, forças de Van der Walls, etc), ou seja a estrutura da rocha original e ainda as “ligações de cimento” interparticulares que se vão modificando no processo de alteração devem ser atendidas no ajustamento dos modelos.

Os modelos usados para estimar-se a resistência e as deformações do solo quando solicitado por cargas exteriores, usam geralmente além dos parâmetros mecânicos, o conhecimento do estado de tensão em repouso (K_0) que é função da relação das tensões efectivas vertical e horizontal. Mas, como é demonstrado por Vaughan e Kwan (1984), ver Figura 9, a variação da tensão efectiva não é linearmente crescente, pois está dependente do balanço peso volúmico do solo, da gravidade, grau de alteração e de outras forças entre os minerais. Nos maciços de solos com diferentes horizontes de alteração o K_0 é variável tal como seria se se interpreta-se à luz da variação do OCR (Over Consolidation Ratio) num perfil de solo argiloso. Vaughan & Kwan (1984) usaram a teoria da elasticidade isotrópica, assumindo que o processo de alteração é o de enfraquecimento da estrutura, para preverem a alteração progressiva do estado de tensão no solo. Usando a teoria desenvolvida verificaram que uma redução na rigidez de um factor de 100 é o suficiente para que o estado de tensão no solo seja dominado pela gravidade e a influência das tensões iniciais da rocha sejam desprezadas, Figura 9. As variações de σ'_{v0} e σ'_{h0} estão de acordo com os diferentes pesos volúmcicos, função do grau de alteração, estrutura, gravidade e outras forças e/ou ligações porventura ainda existentes em pontos ou domínios localizados.

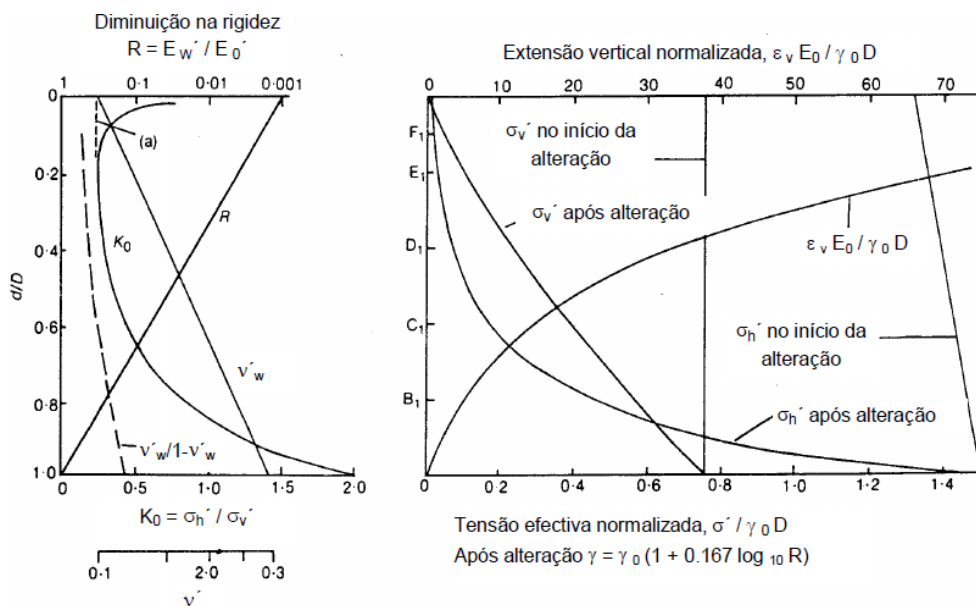


Figura 9 - Tensões e extensões num perfil alterado de acordo com um grau de alteração (Vaughan e Kwan, 1984)

Os materiais com estrutura herdada, vulgo solos residuais, quando sujeitos a cargas verticais ou de confinamento envolvem problemas na definição do índice de compressão, que quando calculado a partir do comportamento pós-cedência é diferente do determinado na linha de compressão normalmente consolidada do solo desestruturado. Esta discussão mostra que o conceito de cedência desenvolvido para descrever o efeito da história das tensões em argilas sedimentares (Roscoe, Schofield e Wroth, 1958, Schofield e Wroth, 1968) citado por Vaughan e Leroueil (1990), é igualmente aplicável aos efeitos provocados pela estrutura. A forma da curva de cedência devida à estrutura herdada é similar à obtida devida aos efeitos da sobreconsolidação de um solo com “memória” dos efeitos da história das tensões.

Assim torna-se importante definir o comportamento intrínseco do solo, o qual é obtido através do ensaio de amostras reconstituídas ou desestruturadas de forma a obter uma referência com a qual o comportamento do solo estruturado “intacto” será comparado. O material estruturado pode coexistir a índices de vazios superiores ao do material desestruturado para a mesma tensão efectiva, evidenciando um comportamento “meta-estável”, com diminuição do volume após o início da cedência da estrutura com compressibilidades superiores às verificadas no solo remoldado, comportamento ilustrado na Figura 10. Este tipo de comportamento não é apenas característico nos solos residuais mas também de outros solos com as mais variadas origens geológicas, argilas moles, argilas rijas, solos granulares e rochas brandas, desde que tenham alguma estruturação.

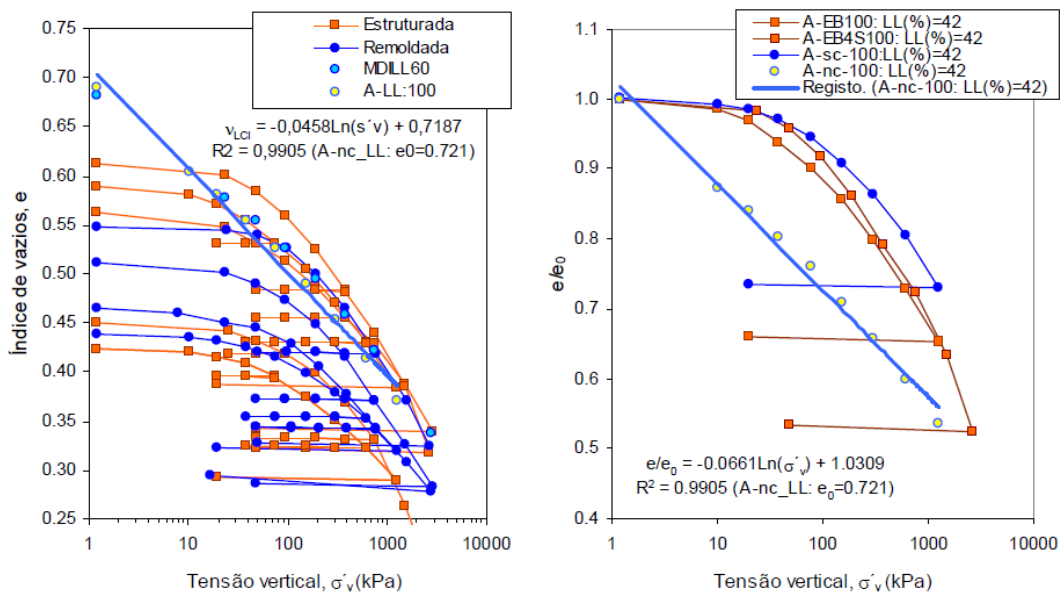


Figura 10 - Curvas típicas de compressibilidade unidimensional do solo residual granítico no espaço: a) e : $\log \sigma'_v$; b) e/e_0 : $\log \sigma'_v$.

A Figura 10b) que mostra a distribuição das curvas de compressibilidade unidimensional de forma normalizada ($e/e_0: \log \sigma'_v$) permite evidenciar que as amostras estruturadas apresentam uma curvatura pouco acentuada no incremento da compressibilidade versus o aumento da tensão vertical aplicada na zona de cedência, comportamento típico em solos estruturados, por se estar em presença de uma falência gradual da estruturação deste solo. Pode ainda observar-se que estas mesmas curvas ultrapassam a linha definida como normalmente consolidada e só tendem a ela para grandes tensões verticais aplicadas.

Um outro aspecto relatado por Leroueil & Vaughan (1990) nos materiais estruturados (naturais ou artificiais) quando carregados em condições K_0 , os caminhos de tensões para tensões abaixo da cedência da estrutura cimentada, a linha K_0 é mais inclinada que a linha $K_0 = (1 - \sin \phi')$ do mesmo solo desestruturado. Esta linha K_0 do solo estruturado tende pós cedência para a linha $K_0 = (1 - \sin \phi')$ do mesmo solo desestruturado, com se ilustra na Figura 11. Esta evidência mostra a dificuldade de se usar uma lei para a evolução de k_0 .

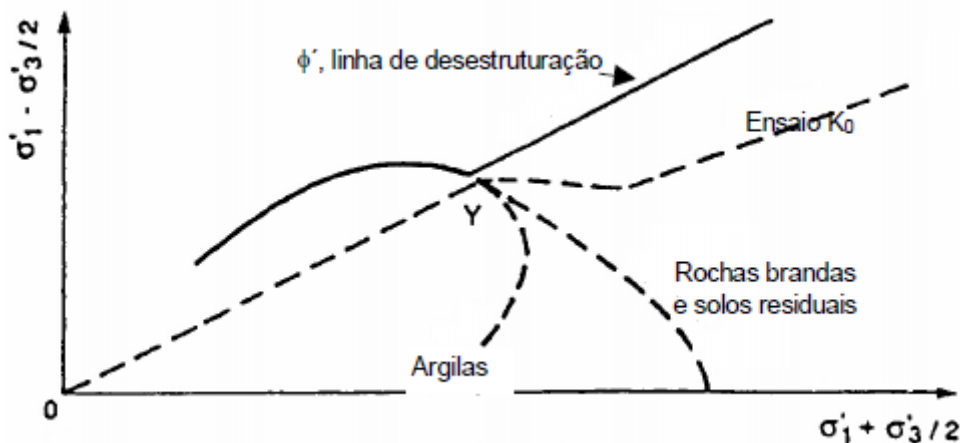


Figura 11 - Resultados de ensaios K_0 em materiais estruturados (Leroueil e Vaughan, 1990)

O contributo do efeito da dilatância e a desestruturação gradual na resistência do solo, quando avaliada no plano de tensões a envolvente de rotura apresenta a intersecção coesiva, quando a tensão média é zero, $c' = f(a)$ (considerando o plano de tensões $(t:s')$), pelo que esta componente de resistência que deve estar a mascarar a dilatância que está associada à fábrica relíquia (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010).

Note-se ainda que forma da superfície de cedência poderá estar centrada numa linha anisotrópica acima da linha K_0 , sugerindo que a fábrica e a estrutura dos solos residuais é anisotrópica, ao contrário dos solos sedimentares a qual está centrada na linha de consolidação K_0 .

A Figura 12 mostra a anisotropia das superfícies de cedência do solo residual granítico e que está associado à sua própria anisotropia de comportamento mecânico (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010).

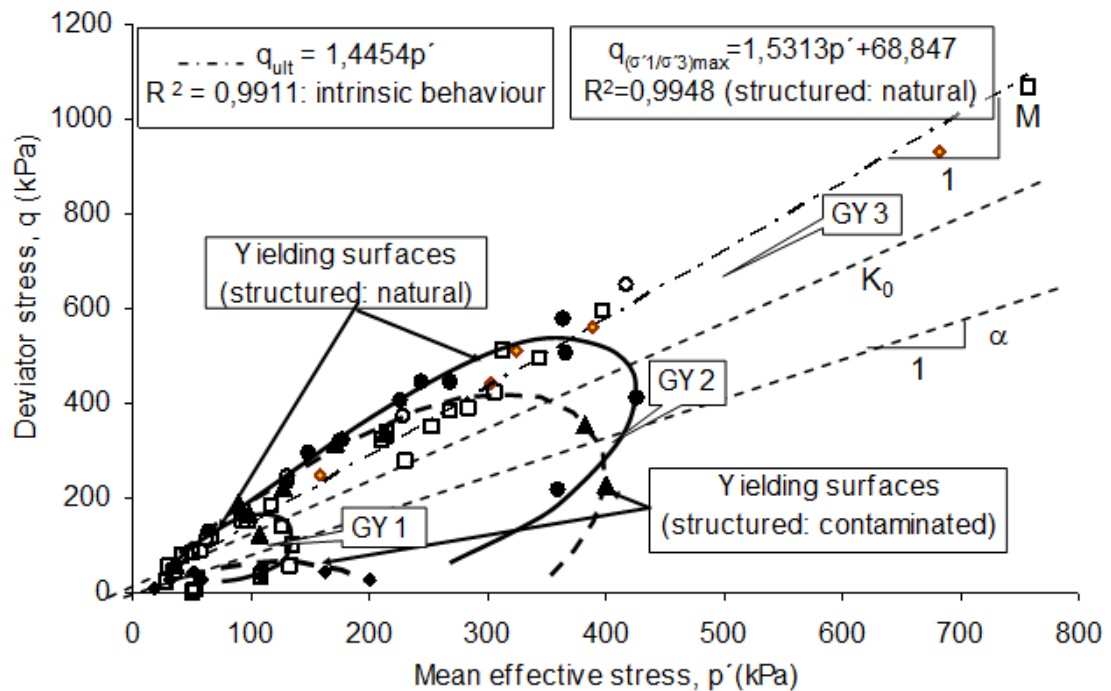


Figura 12 - Avaliação da anisotropia das superfícies de cedência do solo residual granítico (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010)

Resultados típicos (Sangrey, 1972), citados por Maccarini (1987), na observação do ponto de cedência em solos com estruturação, devido à rotura das ligações interparticulares, sugerem um comportamento elástico até ao rompimento das ligações cimentadas. Após a rotura destas ligações do cimento, o comportamento passa a ser claramente plástico dependente do caminho de tensões seguido.

A relação tensão-deformação de solos com e sem ligações interparticulares está ilustrada na Figura 13. Em solos granulares densos sem ligações interparticulares, verifica-se que normalmente a resistência máxima tem lugar no ponto de máxima dilatância, devido à contribuição para a resistência do trabalho produzido na expansão do solo, mas em solos granulares com ligações, o pico não coincide com o ponto de máxima taxa de expansão devido também à contribuição das ligações estruturais.

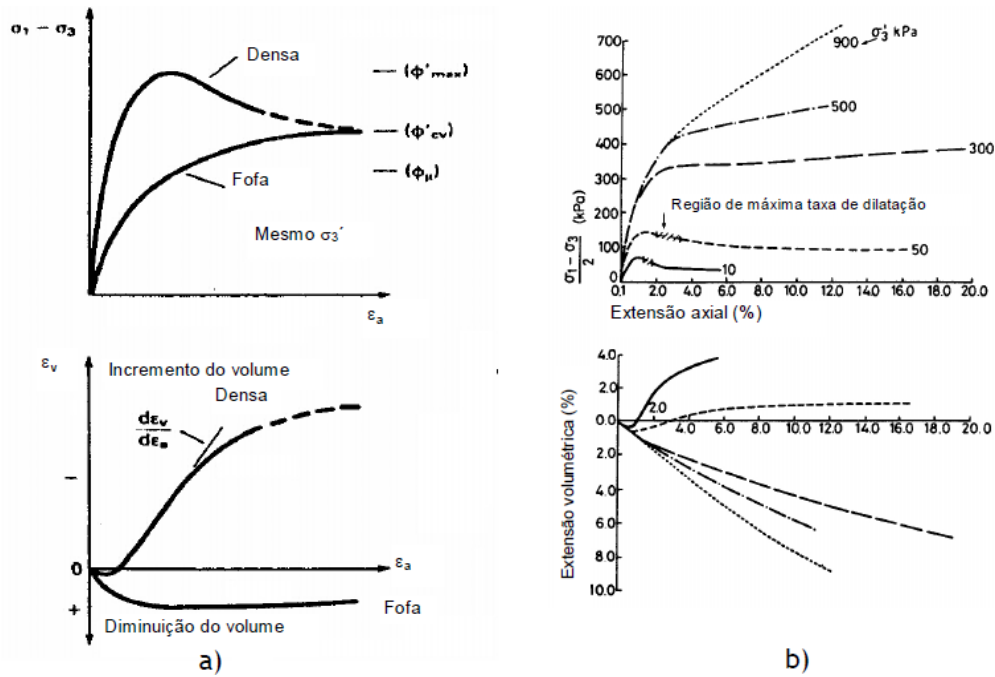


Figura 13 - Relação tensão-deformação: a) Ensaios triaxiais em solos granulares sem ligações cimentadas b) Ensaios triaxiais drenados em solo artificial cimentado ($e_0=0,7$) (Maccarini, 1987)

Os comportamentos mecânicos tal como a relação tensão-deformação, variação volumétrica, dilatância são importantes, particularmente quando se analisa medidas de estabilização de taludes ou rotura de fundações (Charles et al, 2003).

Capitulo 2

Avaliação da Rotura Pontual do Solo por Carga Induzida

2. Rotura nos solos

As estruturas artificiais aos maciços, induzem nestes cargas que modificam mais ou menos o estado de tensão em repouso, estando o dimensionamento prisioneiro da verificação das deformações toleráveis para resistência da fundação e funcionalidade da estrutura criada no novo equilíbrio do maciço.

O processo de dimensionamento de estruturas geotécnicas, de um modo simplificado, e com base em ensaios de laboratório pressupõe a recolha de amostras indeformadas, os ensaios, a sua interpretação (parâmetros de resistência e de deformabilidade) e o dimensionamento propriamente dito, com análises de estabilidade e análises de deformação.

2.1 Rotura Pontual versus Rotura Global

A abordagem e a avaliação das tensões numa massa de solo e a estimativa do aumento da tensão vertical e horizontal provocada por vários tipos de carregamento, ou alívio (caso de escavação - alívio de σ'_v e σ'_h , ou túnel - alívio de σ'_h) são feitas com base na teoria da elasticidade. Embora os depósitos naturais de solo, na maioria dos casos não sejam materiais totalmente elásticos, isotrópicos ou homogêneos, os cálculos para se estimar os aumentos nas tensões produzem resultados razoavelmente bons para trabalhos práticos.

Considerando um ponto P e a sollicitação à superfície Δq , uniformemente distribuída numa faixa de desenvolvimento infinito, o problema que importa resolver é conhecer a nova distribuição de tensões em qualquer ponto do maciço e se essas alterações são compatíveis com a estabilidade do maciço e se as deformações do maciço são compatíveis com a estabilidade da estrutura. Na resolução do problema aplica-se a teoria da elasticidade para $Q < Q_{ult}$, Figura 14, para sollicitações monótonas, em equilíbrio estático, sendo válidas as equações de compatibilidade e a relação linear tensão-deformação para esse nível de tensões.

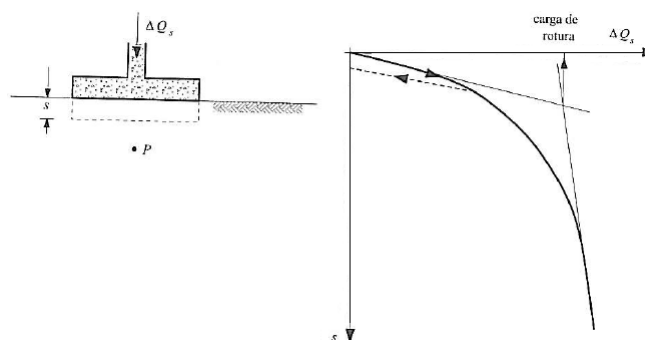


Figura 14 - Carregamento de maciço à superfície e avaliação da função carga

O estado de tensão em repouso do maciço com a superfície horizontal e peso volúmico (γ) e na ausência de tensões tectónicas, ou outras que não gravíticas, é dado por:

$$\sigma'_{v0} = \gamma z$$

e

$$\sigma'_{h0} = K_0 \gamma z$$

O ponto P situado no eixo de simetria do carregamento e à profundidade z e considerando-se num elemento de dimensões infinitésimos três planos ortogonais, sendo um deles horizontal e outro perpendicular à faixa solicitada, as tensões efectivas incrementais naqueles planos são $\Delta\sigma'_z$, $\Delta\sigma'_x$, $\Delta\sigma'_y$, consideradas principais pela sua ortogonalidade aos planos e ainda as tensões de corte $\tau_{zx} = \tau_{xz} = 0$, condição para a premissa considerada.

O problema bidimensional de equilíbrio de tensões pode ser verificado na Figura 15.

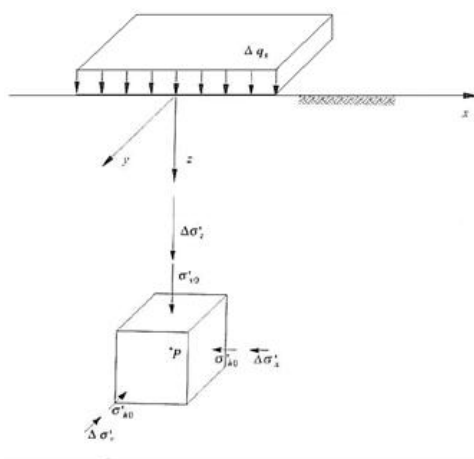


Figura 15 - Maciço terroso carregado à superfície - esquema geral de tensões iniciais incrementais num ponto P situado num eixo de simetria à área carregada

Durante o carregamento as tensões principais vão manter-se na vertical e na horizontal, no caso de se considerar $K_0 < 1$ e valem:

$$\sigma'_1 = \sigma'_z = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_y$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_x = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_x$$

A influência da tensão no plano $y0z$ ainda não está perfeitamente esclarecida e portanto considera-se $\sigma'_2 = \sigma'_y = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_y = \sigma'_3 = \sigma'_x = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_x$.

Compreende-se que o ponto P não tem resistência infinita e que o estado de tensão não pode evoluir infinitamente com o crescimento da sobrecarga. Existe uma fronteira de estados de tensão compatíveis que se designa por envolvente de rotura e a sua equação corresponde ao chamado critério de rotura adoptado.

A aplicação da lei de comportamento elástico no ponto P quando o seu estado de tensões em repouso evolui para outro estado e, por suposição, num terceiro incremento, tal como exemplifica a Figura 16, este novo estado de tensão evoluiria para uma circunferência de Mohr, representada a tracejado, no plano de tensões $\tau:\sigma'$, fora da envolvente.

Tal facto, é fisicamente impossível, pois entra no espaço do estado de tensões impossíveis. Na realidade, o solo nesse ponto passa ser mais deformável que nos pontos vizinhos, deformabilidade, essa que vai ser a consequência de uma redistribuição de tensões. Assim, o solo está de novo em equilíbrio estático, mas a consequência do prosseguimento do carregamento é que tal que, como no ponto P, a sua fronteira é progressivamente mais afastada e o solo passa a um equilíbrio plástico e a lei elástica deixa progressivamente de ser válida.

Os sucessivos incrementos deverão produzir círculos de Mohr de raios crescentes (Figura 17a), ou um traçado de caminho de tensões no plano $s:t'$ (Figura 17b), mas tangentes à envolvente de rotura definida, situação que pode ser descrita como um escoamento plástico confinado. Se a massa de solo plastificar até à superfície do maciço envolvendo a área carregada, está-se então em presença de um escoamento plástico não confinado e ocorrerá aquilo que se pode designar por rotura global (Matos Fernandes, 2006).

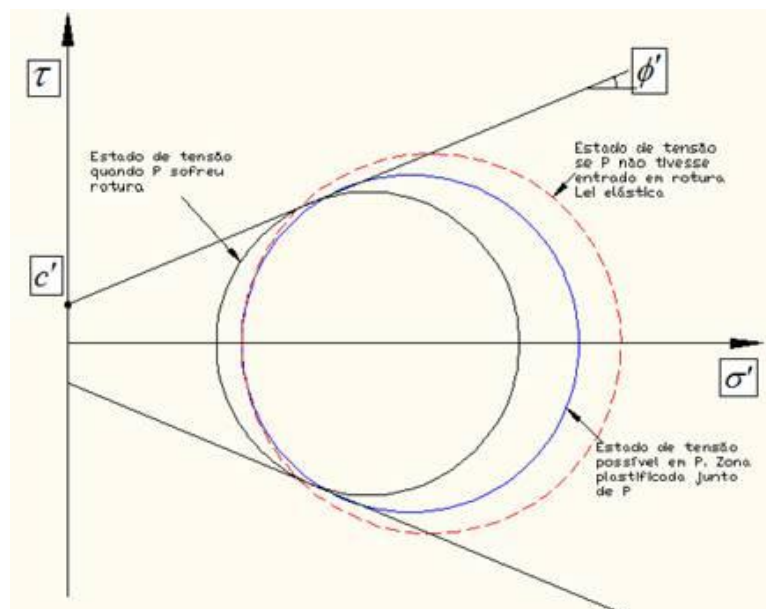


Figura 16 - Estado de tensão em P quando prossegue o carregamento à superfície para além do valor que ocasionou a rotura por corte do solo naquele ponto. (Matos Fernandes, 2006)

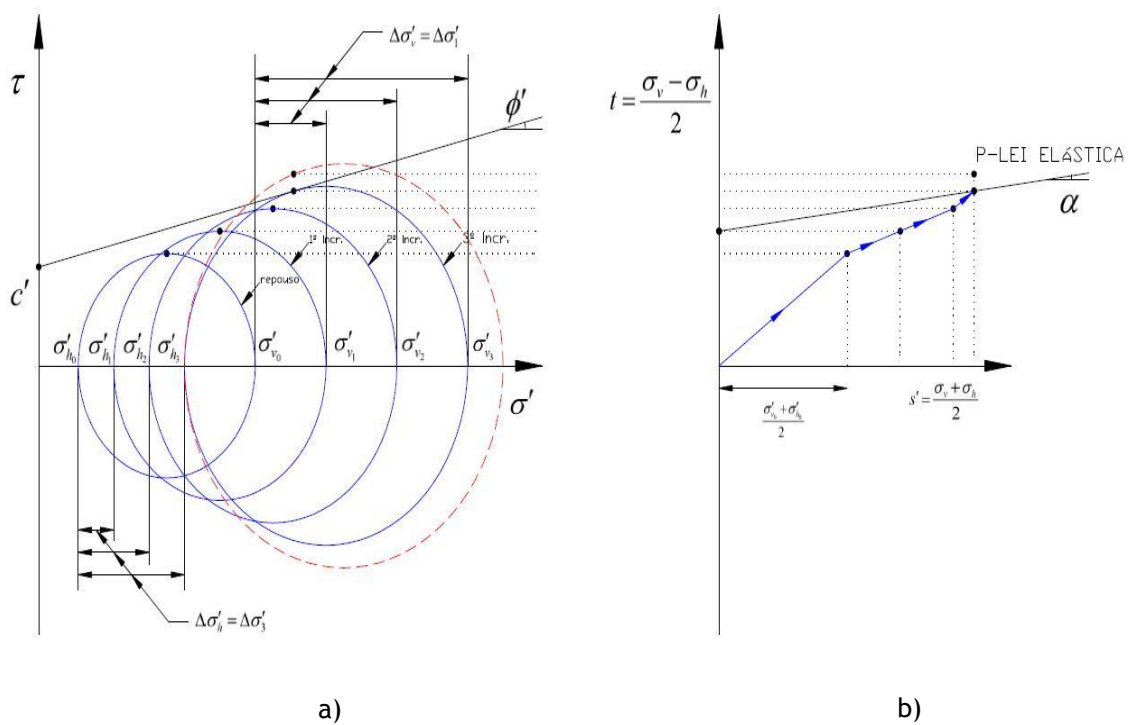


Figura 17- Estado de tensão no ponto P na fase de carregamento à superfície para valores superiores à rotura pontual no plano: a) τ - σ' ; b) t - s'

O solo pode considerar-se uma estrutura altamente hiperstática pois a rotura global deve acontecer para tensões superior às tensões que levam à rotura do ponto P. Assim, vamos considerar o incremento da carga por uma fundação superficial, conforme definido nos objectivos do estudo, fazendo-se uma análise pontual a diferentes profundidades.

2.2 Aplicação a um maciço de solo residual

As estruturas usadas vão modificar o estado de tensão em repouso do maciço e assim será necessário avaliar as tensões induzidas, o estado de tensão após a sollicitação, e no fim da consolidação, comparar esse novo estado de tensão com o estado de tensão que leva à rotura pontual o maciço.

O problema pode ser posto da seguinte forma: considerem-se vários pontos em profundidade, com intervalo de um metro, e determinar-se o caminho de tensões seguido durante a fase de carregamento e após a consolidação no plano de tensões $s:t'$. Considera-se um maciço de solo residual granítico devidamente identificado, com o nível freático a 3 metros de profundidade.

2.2.1 Características Físicas do Maciço

O solo residual granítico da Covilhã é caracterizado por curvas granulometrias bem graduadas, com valores elevados do coeficiente de uniformidade ($47 < CU < 200$) e com baixos índices de plasticidade. Os solos avaliados e classificados segundo a ASTM D2487-85 (1985) pertencem ao grupo SW a SM com cascalho, ou seja, areia siltosa com cascalho e com actividade argilosa de normal a baixa, indiciando a presença de caulinite, uma argila pouco expansiva. Os finos presentes classificam-se como ML, reflectindo a baixa plasticidade, tal como é definido pela carta de Casagrande (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010). Embora se tenha a classificação do solo como material de construção, a validade da intuição do comportamento mecânico é discutível, pois estamos na presença de um solo evolutivo na desagregação em partículas individuais quando se procede aos ensaios necessários.

O perfil foi identificado em profundidade a partir de ensaios de penetração dinâmica, DPSH, com potencialidades de avaliação qualitativa de maciços graníticos com alteração diferencial e de difícil avaliação a partir de ensaios de penetração estática (CPTU) pela elevada reacção necessária para a cravação e ainda o limite de leitura das células de carga (Andrade Pais, 2007).

O autor constituiu uma malha de ensaios de penetração dinâmica (DPSH). Os resultados permitiram avaliação em profundidade através do cálculo de isolinhas de N_{20} ou q_d em planos definidos a determinadas profundidades e a apresentação dessas quantidades no perfil definidos como se apresenta na Figura 18, correspondentes ao perfil E2j, definido por Andrade Pais (2007). A avaliação do conjunto de isolinhas no perfil está de acordo com a diminuição da alteração em profundidade de um modo heterogéneo, associado à diferenciação do grau de alteração quer longitudinalmente quer transversalmente, devido aos planos preferenciais de meteorização neste tipo de maciços.

A avaliação futura do estado de tensão e possível rotura por uma carga induzida, propondo-se uma análise pontual passou por definir nesse perfil uma linha (\overline{AB}) na qual iremos num primeiro momento estabelecer a variação dos parâmetros físicos e mecânicos em profundidade.

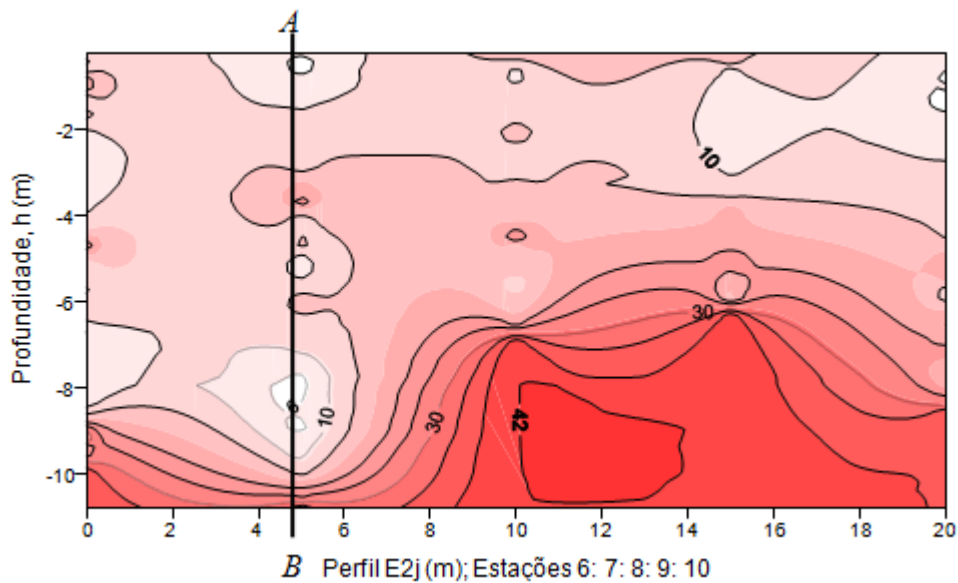


Figura 18 - Perfil de um maciço de solo residual definido a partir do número de pancadas para penetrar um cone apical de 90° (DPSH) (Andrade Pais, 2007)

A avaliação da capacidade de carga por rotura global, seja pela Teoria de Terzaghi, Teoria de Brinch Hansen (e sugestões de Vesic) ou pela Teoria de Meyerhof, será feita mais à frente, mas assumindo as premissas como válidas. Mas o facto é que, sejam os parâmetros físicos, ou de corte em profundidade, estes não são lineares, o que produz dificuldades de avaliação. Contudo, o efeito da sollicitação pode estar dentro do lugar da segurança pressupondo a avaliação da rotura pontual.

A Figura 19 apresenta a variação em profundidade, do peso volúmico, calculado em amostras retiradas do perfil considerado (\overline{AB}).

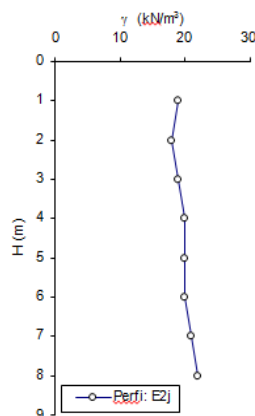


Figura 19 - Variação do peso volúmico calculado em profundidade

2.2.2 Parâmetros mecânicos do maciço

Os parâmetros mecânicos de resistência ao corte do solo residual granítico do local de amostragem encontram-se representados nas Tabelas 3 e 4. Os parâmetros de corte foram obtidos em ensaio triaxial consolidado seguido de compressão axial de modo drenado e não drenado em amostras remoldadas e estruturadas e representativas do perfil em estudo.

Tabela 3 - Parâmetros de corte obtidos em ensaio triaxial consolidado seguido de compressão axial de modo drenado e não drenado (Andrade Pais, 2007).

p'_0 (kPa)		35	50	100	200	400
A_f	remoldada	-	0.3	0.6	0.3	1.2
	estruturada	6.0	0.27	0.27	0.42	0.5
ν		0.29	0.40	0.39	0.32	0.32

Tabela 4 - Distribuição dos parâmetros de corte ϕ' e c' em profundidade (Andrade Pais, 2007).

H (m)	Número de camadas							
	1	2	3	4	5	6	7	8
c' (kPa)	0	0	0	0	0	0	0	0
ϕ' (°)	33	33	35	35	36	35	33	33

Estes parâmetros têm especial relevo para cálculo da trajectória das tensões seguida pela solicitação aplicada, ou seja do tipo de fundação directa, simulando a trajectória de ensaios de compressão de modo drenado e não drenado num solo sujeito a uma tensão de confinamento. O parâmetro A_f de Skempton tem o interesse de simular a variação da pressão de água nos poros na fase de compressão, e é representado pela razão das taxas de tensão aplicadas, ou seja na rotura temos:

$$A_f = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma'_1} \quad (2-1)$$

A Figura 20 apresenta a variação em profundidade, do coeficiente de impulso em repouso inferido e do coeficiente de Poisson calculado em profundidade a partir dos ensaios triaxiais realizados em amostras retiradas do perfil considerado \overline{AB} . Estes parâmetros como seria de esperar seguem uma lei linear, ou outra que se possa aplicar para a sua previsão e evolução em profundidade pela heterogeneidade avaliada.

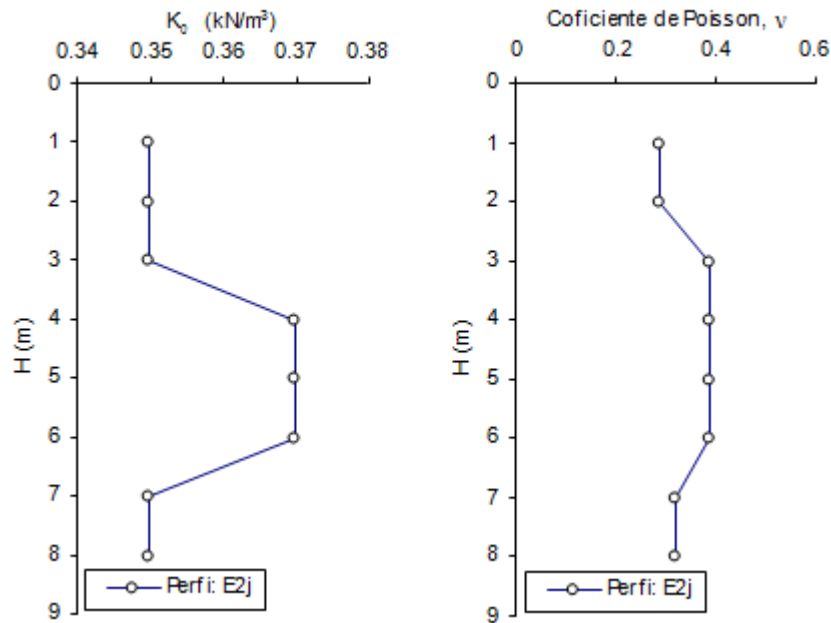


Figura 20 - Variação do peso volúmico, K_0 inferido e coeficiente de Poisson calculado em profundidade

O estado de tensão em repouso pode ser apresentado pelo coeficiente de estado em repouso K_0 e que relaciona as tensões efectivas horizontal, vertical de repouso, segundo o quociente:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{v0}} \quad (2-2)$$

O K_0 está associado normalmente à história das tensões experimentadas pelo maciço, associado ao carregamento (deposição de solos sedimentares) ou ao descarregamento (erosão ou escavação), sendo que nos solos sedimentares, ou em solo residuais com forças associadas exclusivamente à sua massa gravítica, o solo preserva em memória os estados de tensão sucessivos. O método experimental é o único método válido para se avaliar o K_0 . Contudo pela dificuldade de aplicação dos métodos experimentais usam-se ainda correlações empíricas com outros parâmetros de fácil ou simples determinação como se apresentam na Tabela 5:

Tabela 5 - Estimação de K_0 por métodos empíricos

Equação	Aplicação	Bibliografia
$K_0 = 1 - \sin \phi$	Areias solos granulares compactados (esta relação pode subestimar grosseiramente o impulso em repouso consequência do processo de compactação de um aterro)	Jaky (1944)
$K_0 = \left(-\sin \phi \right) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \min}} - 1 \right]$ <p>γ_d - peso volúmico após a compactação (real). $\gamma_{d \min}$ - peso volúmico seco da areia solta.</p>	K_0 cresce em função da densidade relativa	Braja (2006)
$K_0 = \left(-\sin \phi \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right)^{\sin \phi'}$ <p>$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$</p>	Entra com a variação da densidade relativa	Mayne e Kulhaway (1982)
$K_0 = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP}{100} \right]$	Solos fins e normalmente consolidados (nc)	Massarsh (1979)
$K_{0(sc)} = K_{0(nc)} \sqrt{OCR}$	Para argilas sobreconsolidadas (sc)	Mayne e Kulhaway (1982)

O valor de K_0 do perfil em estudo foi estimado tendo em conta os diferentes graus de alteração, avaliada pela resistência à penetração dinâmica e estática, ensaios de corte em laboratório e pelas formulações empíricas, o que permitiu a sua avaliação de modo não linear em profundidade.

2.2.3 Estado de Tensão em Repouso

Feita a avaliação da variação do peso volúmico (γ), do coeficiente de estado de tensão em repouso (K_0) e assumido o nível freático a 3 m de profundidade, procedeu-se ao cálculo das reais tensões efectivas no maciço, sem a existência de alguma carga induzida. Calculou-se então o estado de tensão em profundidade, resultando em diagramas de tensões.

A Figura 21 apresenta a distribuição das tensões totais, pressão de água nos poros e efectivas de repouso, considerando a heterogeneidade do maciço. Assumiu-se a distribuição do estado de tensões em profundidade seguindo a linha \overline{AB} do perfil E_{2j} .

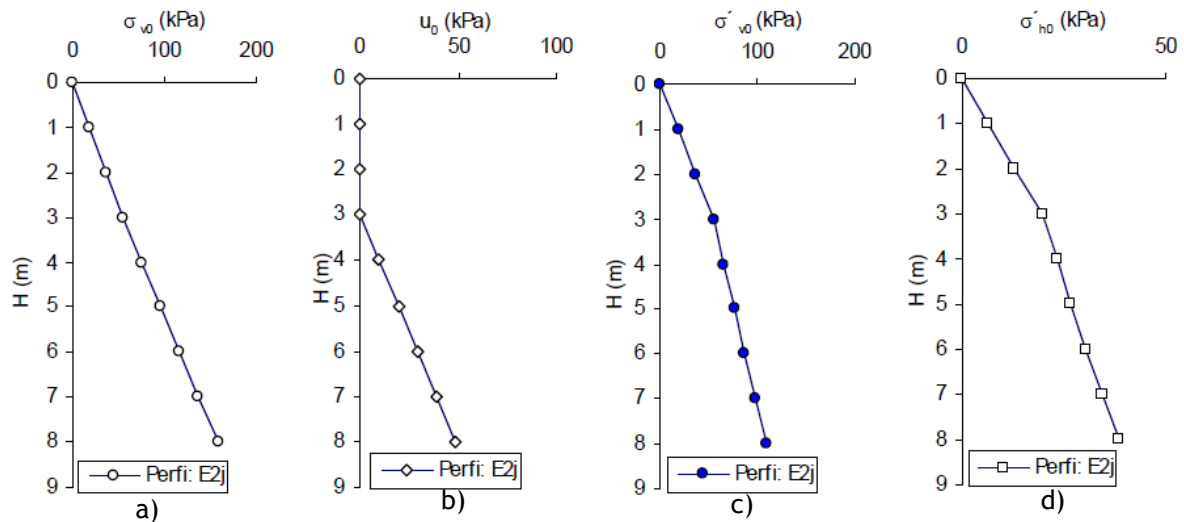


Figura 21 - Estado de tensão em repouso do maciço em profundidade na linha AB do Perfil E2j: a) tensão total vertical; b) pressão de água nos poros; c) tensão efectiva vertical; d) tensão efectiva horizontal

Conhecendo-se as tensões efectivas σ'_{v0} e σ'_{ho} , pode-se calcular a linha K_0 e projecta-la no espaço de tensões $t:s'$, Figura 22.

A tensão de corte é definida ao eixo t , por:

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \tag{2-3}$$

e a tensão média é definida no eixo s' por:

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \tag{2-4}$$

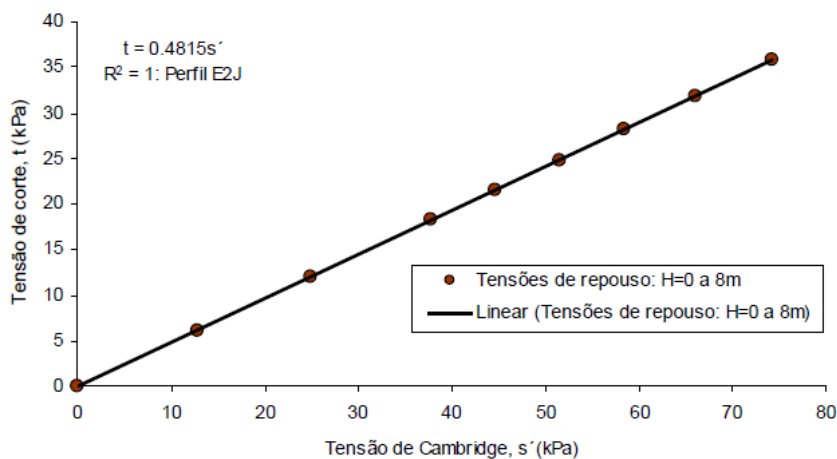


Figura 22 - Linha definida por K_0 no espaço de tensões $t:s'$

A linha definida é de especial interesse pois é a partir dela que se iniciarão as trajectórias de tensão quando o maciço é solicitado.

2.2.4 Aplicabilidade das soluções de teoria da elasticidade - Combinação do estado de tensão em repouso e o incremento

As tensões induzidas no maciço são avaliadas com o pressuposto de se estar perante um meio semi-indefinido limitado por um plano horizontal. A formulação do problema envolve a resolução de um sistema de equações diferenciais de equilíbrio de tensões, de compatibilidade dos elementos e a continuidade. Assumindo-se estas premissas, pretende-se calcular o novo estado de tensão total e efectiva que pressupõe a combinação dos estados de tensão de repouso, o estado de tensão incremental, a pressão de água nos poros iniciais e a gerada.

As fundações directas usadas neste trabalho são tipicamente conforme o esquema da Figura 23.

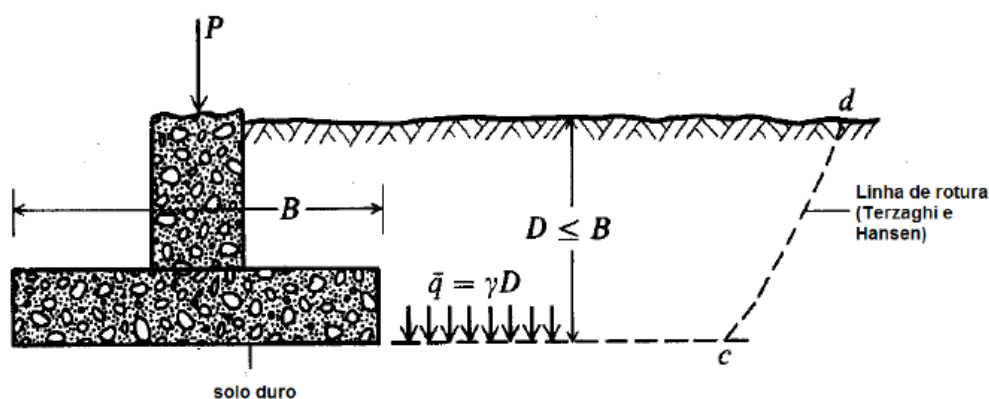


Figura 23 - Fundação directa com superfície rugosa

No processo construtivo existe normalmente a necessidade de calcular o estado de tensão no maciço e que resultou da escavação, pois a base da fundação superficial está à profundidade D.

Assumido que a escavação se faz a uma profundidade D variável (D=1m; D=2m; D=4m) e com a forma de uma faixa de comprimento infinito (vala), pode-se calcular, para cada uma destas profundidades a tensão vertical e horizontal final de equilíbrio (Figura 24 a e b). O maciço neste caso sofreu uma descarga e assim está sujeito a tensões negativas, de tracção. Assume-se que o maciço é homogéneo e a pressão é uniforme.

O diagrama de tensões contribui para perceber que quanto maior o volume escavado maior será a carga de equilíbrio a fornecer ao maciço e que, a distribuição destas em profundidade não é linear mas com simetria ao eixo da escavação. Para uma escavação de D=1m a alteração das tensões de repouso é quase incipiente.

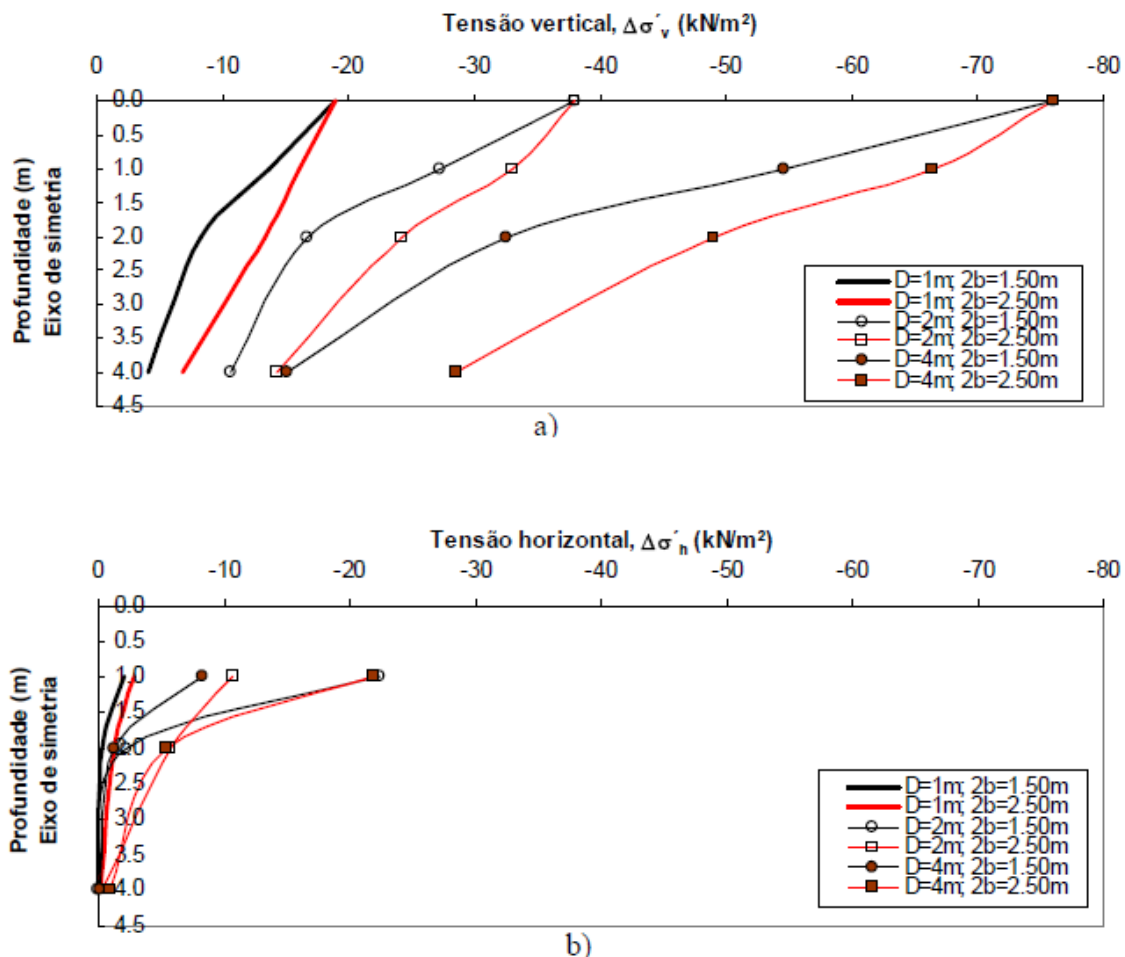


Figura 24 - Variação da sollicitação a) vertical e b) horizontal, originada pela escavação considerando: $D=1,2$ e 4 m e $2b=1.5$ e 2.5 m

O solo em causa apresenta capacidade carga elevada e deformabilidade baixa para os níveis de tensão usuais, conclusão retirada da observação de vários resultados de SPT e de DPSH retirados da bibliografia em solos similares.

Assim para a avaliação da tensão final, após o carregamento, e a respectiva avaliação da rotura pontual usou-se o carregamento de 1500 kN a distribuir por dois tipos de base $B=L=1.5$ m e $B=L=2.0$ m.

Os incrementos de tensão pela influência do carregamento foram calculados a diferentes profundidades, assumindo a variação das propriedades físicas e de K_0 em profundidade, no perfil estudado. A distribuição das tensões vertical e horizontal num meio semi-indefinido, elástico carregado à superfície, é calculado considerando uma pressão uniforme aplicada numa área quadrada.

Os diagramas de tensão em profundidade são simétricos em relação a $\Delta\sigma_v=0$ kPa e $\Delta\sigma_h=0$ kPa. O valor do incremento das tensões dissipa-se rapidamente em profundidade, começando a ser desprezável para $H>3$ m, para $\Delta\sigma_v$ e $H=1$ m para $\Delta\sigma_h$ (Figura 25).

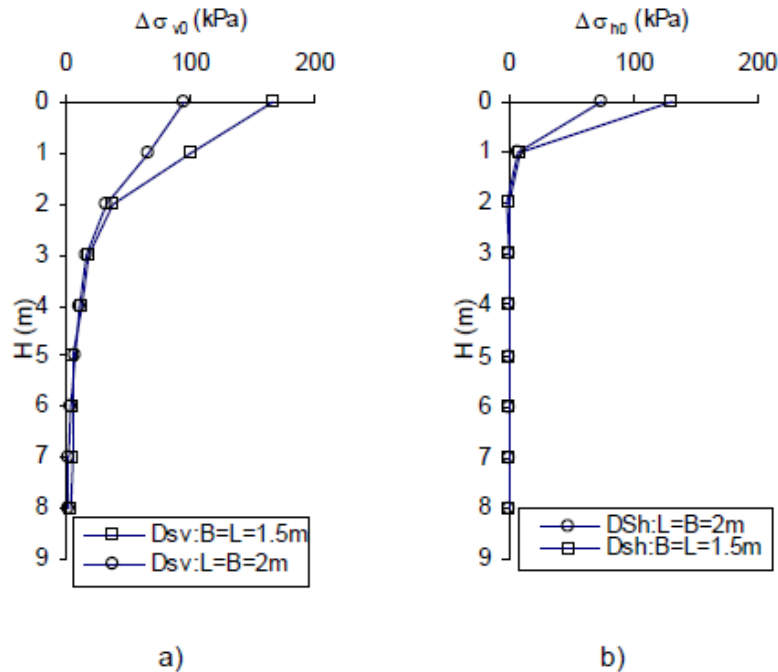


Figura 25 - Acréscimo das tensões em profundidade para solicitação superficial de $q=1500\text{KN}$ considerando as sapatas quadradas $B=L=1.5\text{m}$ e $B=L=2\text{m}$. a) acréscimo da tensão vertical; b) acréscimo da tensão horizontal

O problema avaliado, ainda pressupõe, o nível freático a 3 metros de profundidade. Assumindo-se que, embora o maciço seja classificado como de permeabilidade média ($k=10^{-5}$ a 10^{-4} m/s), o carregamento vai induzir o incremento da pressão de água nos poros tanto maior quanto maior for a carga induzida e não dissipada e com permeabilidade baixa. A permeabilidade está indirectamente relacionada com o parâmetro A_f (ver Equação 2-6) e deriva da relação da pressão de água gerada nos poros sobre o efeito da alteração da carga axial aplicada. A avaliação da alteração da pressão de água nos poros faz-se por aplicação da equação:

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2-5)$$

onde,

A e B são os parâmetros de Skempton;

$\Delta \sigma_3$, variação tensão de confinamento;

$\Delta \sigma_1$, variação da tensão vertical aplicada;

Δu , variação da pressão de água nos poros.

Nestas condições e durante o carregamento a tensão de confinamento não se altera, ou seja $\Delta \sigma_3 = 0$ e na fase de rotura pode-se calcular:

$$A_f = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad (2-6)$$

A Figura 26 apresenta a evolução do incremento da pressão de água nos poros imediatamente após a solitação ($t=0^+$), e considerando o tempo infinito após o carregamento ($t=\infty$), em que estaria feita a consolidação e a pressão de água nos poros final seria igual à pressão de água de repouso. A situação crítica seria para $t=0^+$, pois neste caso, aqui teríamos as tensões efectivas mínimas.

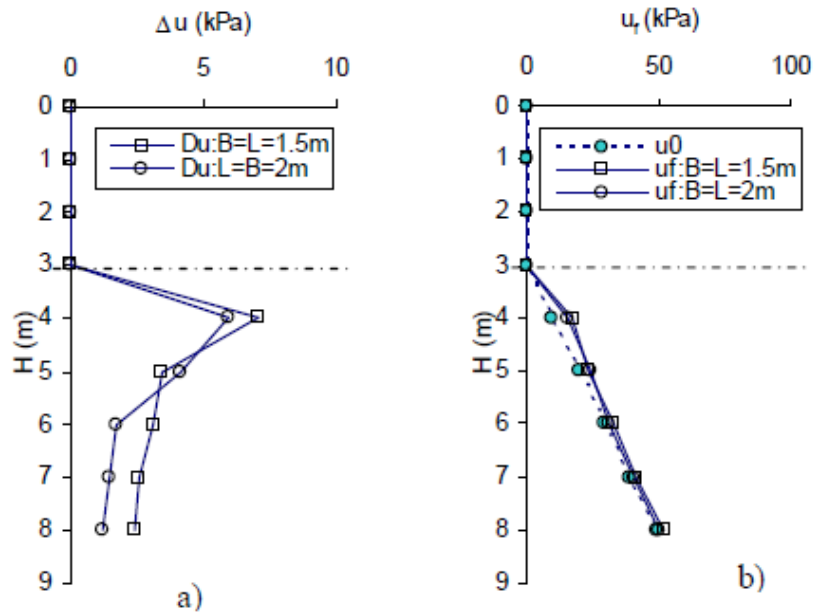


Figura 26 - Acréscimo da pressão de água nos poros em profundidade para solitação superficial de $q=1500$ kN considerando as sapatas quadradas $B=L=1.5$ m e $B=L=2$ m: a) acréscimo da pressão de água nos poros; b) pressão de água nos poros após a solitação para $t=0^+$.

Note-se a pequena variação da pressão de água nos poros para o caso $B=L=1.5$ m ou $B=L=2$ m e mesmo quando comparando com a pressão de água de repouso. O cálculo da tensão efectiva vertical resultante para $t=0^+$ e $t=\infty$ e com desenvolvimento em profundidade apresentam-se nos diagramas de tensão da Figura 27, considerando novamente $B=L=1.5$ m (Figura 27a)) e $B=L=2$ m (Figura 27c)). A tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ são similares, ou seja o afastamento é irrelevante, e a partir dos 4 metros de profundidade tendem assintoticamente para a tensão efectiva vertical de repouso. Opta-se contudo por apresentar a evolução comparativa das duas grandezas de tensões induzidas à superfície e sua dissipação em profundidade (Figura 27c)), assumindo o momento mais crítico, ou seja no instante $t=0^+$.

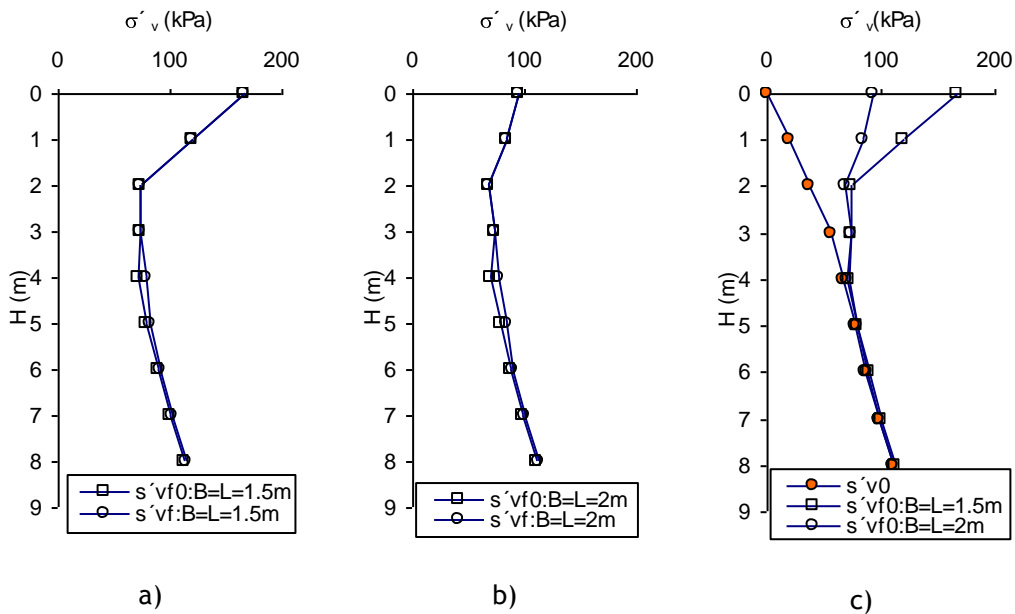


Figura 27 - Estado de tensão após a solicitação em profundidade ($q=1500$ kN): a) tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=1.5m$); b) tensão efectiva vertical para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=2.0m$); c) tensão efectiva vertical de repouso e tensão efectiva final para $t=0^+$.

O cálculo da tensão efectiva horizontal resultante para $t=0^+$ e $t=\infty$ e com desenvolvimento em profundidade apresentam-se também nos diagramas de tensão da Figura 28, considerando novamente $B=L=1.5m$ e $B=L=2m$. A tensão efectiva horizontal para $t=0^+$ e $t=\infty$ são similares e a partir de 1 metro de profundidade é coincidente com a tensão horizontal vertical de repouso.

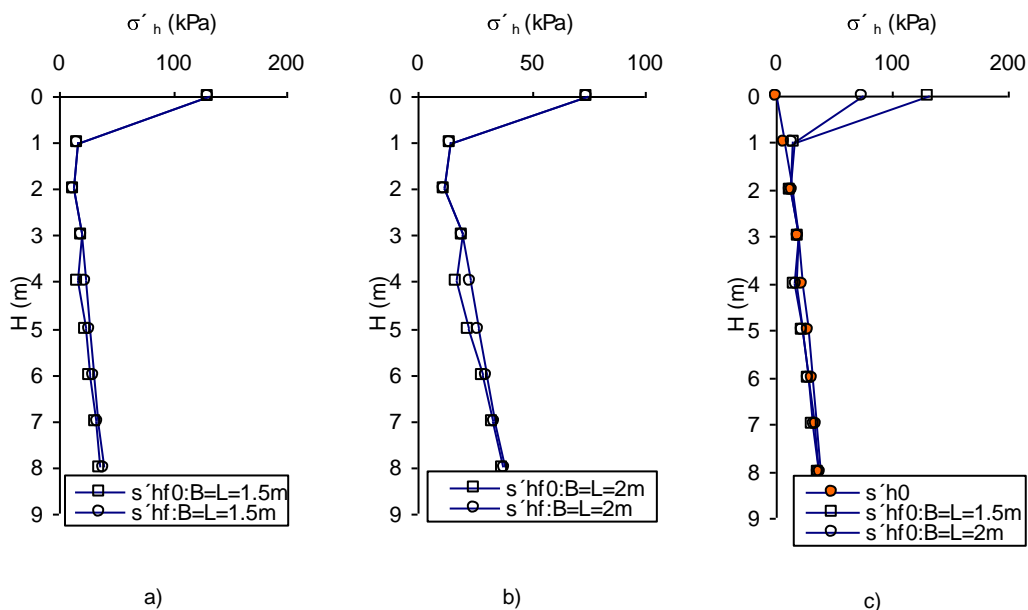


Figura 28 - Estado de tensão após a solicitação em profundidade ($q=1500$ kN): a) tensão efectiva horizontal para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=1.5m$); b) tensão efectiva horizontal para $t=0^+$ e $t=\infty$ ($B=L=2.0m$); c) tensão efectiva horizontal de repouso e tensão efectiva final para $t=0^+$.

A distribuição das tensões de repouso em profundidade permitiu traçar a linha K_0 no plano de tensões $t: s'$, e conhecendo-se esta linha do estado de tensão de repouso, projectar-se nesse mesmo espaço o novo estado de tensões criado pela tensão induzida (Figura 29). Como seria de esperar todos os pontos, a diferentes profundidades, estão acima da linha K_0 . Os pontos estão calculados para os instantes $t=0^+$ e $t=\infty$, concluindo-se a pouca diferença. A questão que se põe, é se para cada ponto e para cada profundidade, estes estão dentro do espaço das tensões possíveis, ou seja com ausência de rotura pontual. Será necessário definir-se a resistência do solo e as envolventes de rotura considerando critérios de rotura.

Avalia-se que o aumento de profundidade e por força da dissipação das tensões induzidas é traduzido no espaço de tensões a tendência assintótica à linha K_0 dos pontos mais profundos.

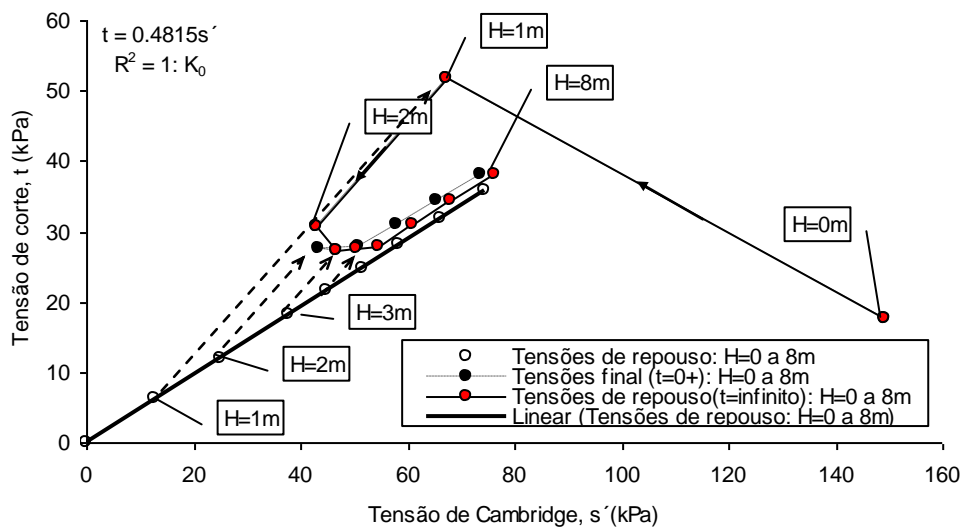


Figura 29 - Linha K_0 e estado de tensão avaliado de H=1m a H=8m para $t=0^+$ e $t=\infty$ no espaço de tensões $t:s'$

O conhecimento da resistência ao corte de um material é muito importante ao nível do comportamento mecânico e na resolução problemas de estabilidade do solo quando sujeito a solicitações ou quando este é usado como material de construção. Encontram-se dentro deste tema, nomeadamente, a estabilidade e dimensionamento dos muros de suporte, barragens de aterro, como material de construção ou de fundação.

Na prática, normalmente desconhece-se o ângulo de atrito verdadeiro, mas conhece-se o ângulo de atrito interno (ϕ). O ângulo de atrito consiste no limite máximo de obliquidade sem a presença de movimento, isto é na iminência da sua ocorrência.

A avaliação da evolução da tensão de corte em função da tensão média efectiva $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$, durante o decurso do carregamento, caso de uma fundação, desenha o caminho de tensões, ou seja o percurso do carregamento em termos de um espaço invariante.

O caminho é linear, no caso de se tratar de um carregamento drenado como o esperado com inclinação de 2:1 (Figura 30). No caso de se tratar de um carregamento de uma forma não drenada, Figura 31, o caminho de tensões efectivo é não linear, dependendo a forma da compacidade do material, das tensões envolvidas e deformação sofrida. Neste espaço marcam-se as correspondentes tensões de corte máxima e última (t_{\max} e t_{ult}), para cada ensaio, e assim definem-se as envolventes de rotura com as equações tipo: $t = s' \operatorname{tg}(\alpha) + a$.

As envolventes calculadas para este solo têm as seguintes equações:

$$t_{\max} = 0,6146s' \quad \text{a} \quad t_{\max} = 0,5775s' + 12,5 \quad (2-7)$$

$$t_{\text{ult}} = 0,575s' \quad (2-8)$$

Os parâmetros de corte, ângulo de atrito interno (ϕ') e coesão (c) podem ser calculados a partir de:

$$\phi' = \arcsen(\operatorname{tg} \alpha) \quad (2-9)$$

$$c' = \frac{a}{\cos \phi'} \quad (2-10)$$

Conhecidos α a (inclinação da envolvente) e a (intersecção com o eixo t , ou seja o valor de t para $s' = 0$), calcularam-se os parâmetros mecânicos. Os critérios de rotura usados correspondem à resistência máxima (t_{\max}) e última (t_{ult}) que, corresponde à resistência para grandes deformações e que foram avaliados na relação tensão-deformação.

Na Tabela 6 estão os parâmetros de corte para o solo natural e conhecidos por Andrade Pais (1998) e advêm do conhecimento das envolventes de rotura projectadas nas figuras 30 e 31.

Tabela 6 - Parâmetro mecânico do solo residual granítico.

Amostra	Parâmetro Mecânico			
	c'_{\max} (kPa)	ϕ'_{\max} (°)	c'_{\min} (kPa)	ϕ'_{\min} (°)
Solo natural (Andrade Pais, 2007)	2	37	0	35

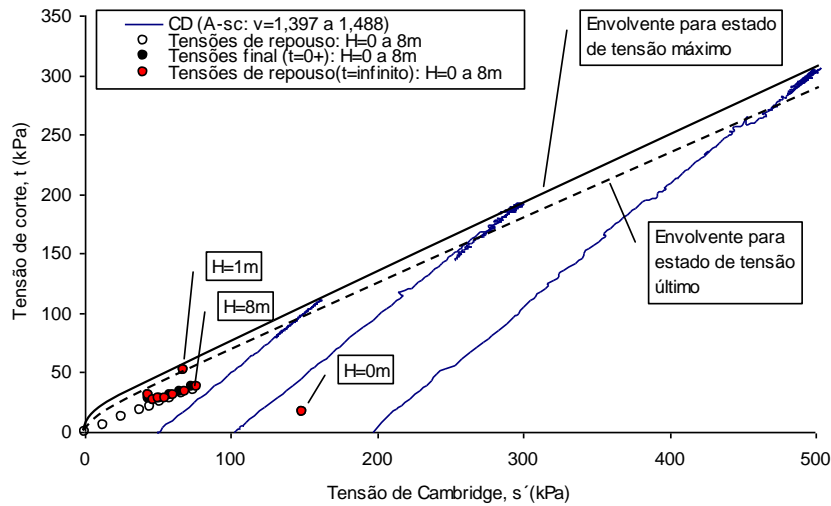


Figura 30 - Linha K_0 , estado de tensão avaliado de $H=1\text{m}$ a $H=8\text{m}$ para $t=0^+$ e $t=\infty$ e envolvente de rotura estimada por ensaios CD no espaço de tensões $t:s'$.

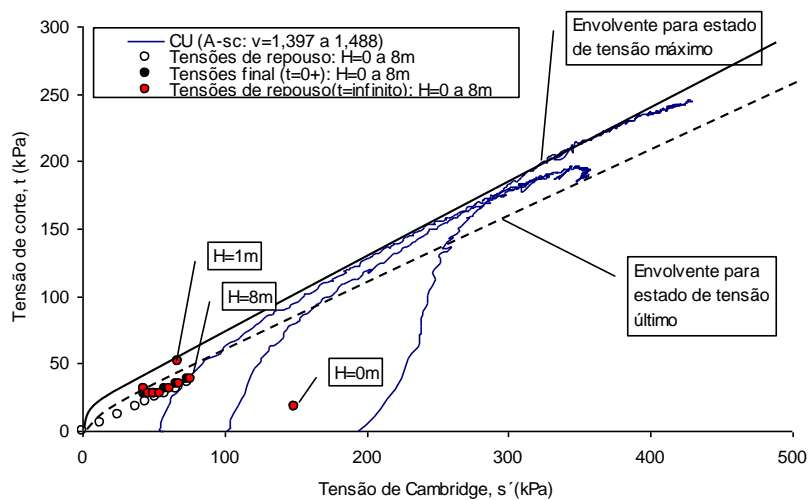


Figura 31 - Linha K_0 , estado de tensão avaliado de $H=1\text{m}$ a $H=8\text{m}$ para $t=0^+$ e $t=\infty$ e envolvente de rotura estimada por ensaios CU no espaço de tensões $t:s'$.

A observação dos planos de tensão que derivaram na projecção dos estados de tensão de repouso e os caminhos seguidos pelo carregamento imposto origina um novo estado de tensões e que está dentro do admissível em termos de rotura pontual às diferentes profundidades. Em profundidade os valores de tensão do novo estado começam a aproximar-se da linha K_0 , for força da dissipação, em profundidade, das tensões induzidas.

Capitulo 3

Avaliação e Rotura Global do Solo

3. Tensão Deformação e Capacidade de Carga

3.1 Introdução

As estruturas de engenharia civil induzem nos maciços terrosos com que interactivam estados de tensão que modificam mais ou menos profundamente o estado de tensão de repouso. Os aspectos de dimensionamento dessas estruturas relacionados com a interacção do terreno são orientados, de um modo geral por dois critérios:

- Estado de tensão resultante dessa interacção deve estar suficientemente afastado daquele que, para carregamento similar do terreno, ocasionaria neste, deformações infinitas, isto é, o colapso da estrutura.
- Estado de tensão resultante dessa interacção deve estar associado um estado de deformação tolerável ou aceitável para a resistência e para a funcionalidade das próprias estruturas ou de outras localizadas na vizinhança.

O primeiro dos critérios exige o conhecimento da resistência dos solos e o segundo da sua rigidez ou, de uma forma mais rigorosa, das relações tensões-deformações na fase de carregamento que procede à mobilização da resistência.

A caracterização da resistência de uma amostra ou série de amostras em laboratório pode conduzir à previsão dos estados de tensão que ocasionam no maciço uma rotura local ou pontual, mas já não, pelo menos directamente daqueles estados de tensão que podem ocasionar no maciço uma rotura global uma vez que por meio de amostras ensaiadas, estas serão, como se compreende muitíssimo menores que no maciço real.

Com efeito, como os maciços terrosos constituem meios tridimensionais, a passagem daqueles para estes estados de tensão exige a aplicação de determinadas teorias ou metodologias, distintas conforme o tipo de estrutura e carregamento.

Essas teorias são aplicadas naquilo que normalmente se designa por análise de estabilidade, que integram o processo de dimensionamento. Algumas dessas teorias serão abordadas a seguir, para o exemplo das fundações.

3.2 Fundações

As cargas provenientes das edificações são transmitidas ao terreno por intermédio de fundações. Se o terreno mais superficial onde se pretende fundar a estrutura tem boas características mecânicas pode recorrer-se a fundações superficiais ou directas, por outro lado se as formações superficiais não possuírem as características mecânicas necessárias a solução de

fundação passará por fundações indirectas ou profundas sendo neste último caso a solução de estacas a mais utilizada.

3.2.1 Adequação do Tipo de Fundação

Em certas circunstâncias, torna-se evidente qual o tipo de fundação mais adequado a utilizar para uma dada estrutura a colocar num certo solo. Se um solo competente aflora, consistente, adaptar-se-ão evidentemente fundações superficiais, sapatas isoladas se as cargas forem concentradas e afastadas, ou sapatas corridas se as cargas forem distribuídas por elementos em painel. Englobam-se, neste tipo a maioria dos edifícios no interior de Portugal Continental.

No caso de se ter orientado o estudo para uma solução em sapatas isoladas, se feita uma análise da possível distribuição e dimensões das sapatas se concluir que a área total destas, anda por volta dos 50% da área total projectada, então está perante um caso de hipótese de ensoleiramento geral, mesmo que tenha de ser nervurado.

Se os terrenos superficiais forem pouco consistentes e a estrutura a fundar de grande porte ou muito sensível a assentamentos diferenciais, destacando-se o exemplo do solo aluvionar, em Portugal fundamentalmente junto aos rios e ao litoral, há que encarar outro tipo de fundação que não superficial, contudo partir imediatamente para a solução, fundação directa, não parece ser o caminho mais correcto pois outras soluções, muitas vezes menos onerosas e igualmente seguras poderão ser possíveis, como é o caso do tratamento dos solos, existindo um naipe de metodologias variado, substituição destes por outros de melhores características. Contudo, por vezes a solução fundação directa é a única possível.

3.2.2 Fundações Directas

As fundações directas, na qual incide este estudo, são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas isoladas, os blocos de fundação, os ensoleiramentos gerais e as sapatas corridas.

Sapatas isoladas - são elementos de fundação de forma quadrada ou rectangular, pouco alongada, podendo também apresentar, embora com menor frequência forma circular ou octogonal. Todas estas formas têm dimensão horizontal considerável que em regra excede o dobro ou o triplo da profundidade. São elementos de fundação que resistem principalmente à flexão, conforme se ilustra na Figura 32.



Figura 32 - Sapatas isoladas assentes sobre solo residual

Blocos de fundação - Quando o terreno de fundação se encontra a profundidade média (2,50m a 5,00m), assumem a forma de bloco escalonado, ou pedestal, ou de um tronco de cone. Resistem principalmente por compressão, que se pode observar na Figura 33.



Figura 33 - Escavação de blocos de fundação

Ensoleiramentos gerais - São elementos de fundação superficial, por vezes de grande desenvolvimento em planta constituídos por lajes de espessura constante ou nervurada. Transmitem ao terreno todas as acções aplicadas à superestrutura, através de pilares ou paredes, distribuindo-as na área total da construção. Recorre-se a este sistema no caso de terrenos pouco compactos, quando a área que corresponde à solução de sapatas isoladas ronda os 50% ou mais da área projectada do edifício, situação ilustrada na Figura 34.

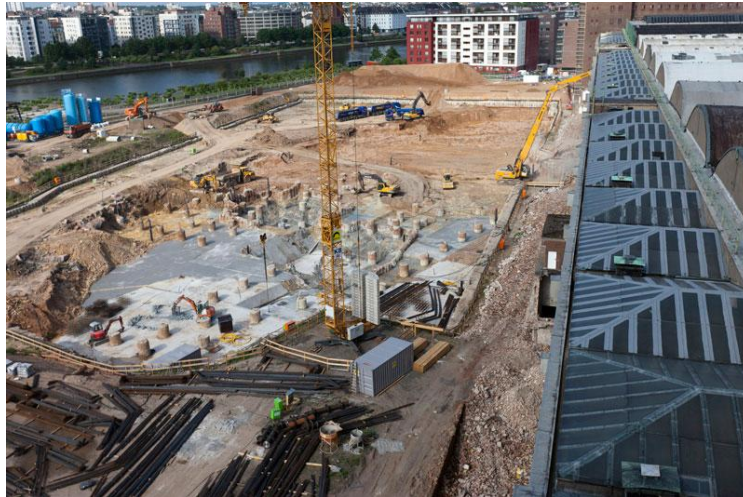


Figura 34 - Ensoleiramento em construção de edifício

Sapatas corridas - são elementos de fundação de planta alongada que acompanham os elementos superestruturais de uma estrutura resistente em painéis, como são exemplos de muros, paredes resistentes, filas de pilares ou painéis resistentes. Ilustra-se este tipo de sapatas na Figura 35.



Figura 35 - Montagem de armadura de sapata corrida assente sobre solo residual

3.2.3 Dimensionamento de Fundações Directas

No processo de dimensionamento de fundações tem que se assegurar a resistência necessária do terreno e os assentamentos compatíveis com a estrutura.

A resistência mobilizada no terreno depende da geometria da fundação pois está associada à distribuição de tensões em profundidade.

Em pré-dimensionamento de fundações superficiais tem que se garantir que a tensão transmitida ao terreno, σ é menor do que a capacidade resistente do terreno σ_r : $q_u = \sigma \leq \sigma_r = q_{adm}$, σ é a tensão aplicada ao terreno pelo carregamento. Nas fundações superficiais esta é máxima à superfície, ou seja, no contacto entre a fundação e o solo.

O cálculo da capacidade resistente do terreno, σ_r , é relativamente complexo pois envolve a noção do terreno mobilizado (bolbo de tensões real, que depende da geometria da fundação e do modelo de comportamento adoptado para o solo), da geometria da superfície de rotura e da deformação. Apesar de o valor de σ_r depender da geometria da fundação, em pré-dimensionamento e de uma forma muito simplificada, podem usar-se valores pré-estabelecidos para alguns tipos de solos conforme Tabela 7:

Tabela 7 - Pré-dimensionamento de fundações superficiais

Tipo Terreno	q_a (kN/m ²)	Observações
Rochas		
Rochas maciças em estado são, com resistência alta a muito alta, ígneas e metamórficas (granito, diorito, basalto, gneiss)	10000	
Rochas metamórficas foleadas em estado são, com resistência média e alta (xisto, ardósia)	3000	
Rochas sedimentares em estado são, com resistência média a alta (argilitos, silitos, arenitos, calcários, não cavernosos)	1000-4000	
Argilitos xistosos e outras rochas argilosas, com resistência baixa a média	500	
Rochas fragmentadas de qualquer espécie (excepto rochas argilosas) com espaçamento entre juntas menor que 0.3m	1000	
Solos		
Solos granulares		
Cascalho compacto ou areia e cascalho compacta	>600	A largura (B) da fundação não é inferior a 1 metro. A água encontra-se a profundidade não inferior B, medida a partir da base da sapata
Cascalho com compacidade média ou areias e cascalho de compacidade média	200-600	
Cascalho solto ou areias ou cascalho solta	<200	
Areia compacta	>300	
Areia com compacidade média	100-300	
Areia solta	<100	
Solos finos		
Argila muito rijá com pedras ou argila dura	300-600	Susceptibilidade e assentamentos a longo prazo por consolidação
Argila dura	150-300	
Argila média	75-150	
Argila mole e silte	<75	
Argila muito mole e silte	-	

Na fase de dimensionamento tem que se fazer o cálculo da capacidade resistente q_r , ($q_u = \sigma q_r \leq \sigma_f = q_r$), considerando a geometria da fundação e as características do terreno da zona de implantação da obra. No cálculo recorre-se a uma teoria da capacidade resistente de fundações que admite uma dada superfície de rotura.

3.3 Capacidade de Carga

A determinação da tensão admissível, resistência ou capacidade de carga do solo, consiste no limite de carga que o solo pode suportar sem se romper ou sofrer deformação exagerada. A capacidade de carga de um terreno é, em geral limitada pelo assentamento que ele experimenta sob as tensões que lhe impõe a estrutura a fundar.

As fórmulas de capacidade de carga são hoje um instrumento bastante eficaz na previsão da tensão admissível, destacando-se dentre as inúmeras formulações a de Terzaghi, de Meyerhof, de Skempton, e de Brinch Hansen (com colaborações de Vesic). As fórmulas de capacidade de carga são determinadas a partir do conhecimento do tipo de rotura que o solo pode sofrer, dependendo das condições de carregamento.

3.3.1 Tipos de Rotura de um Solo

Quando se aplica uma carga sobre uma fundação, pode-se provocar três tipos de rotura no solo, considerando-o como meio elástico, homogêneo, isotrópico e semi-infinito:

- Rotura Generalizada - na rotura generalizada, ocorre a formação de uma cunha, que tem movimento para baixo, e que empurra lateralmente duas outras cunhas, que tendem a levantar o solo adjacente à fundação. Na Figura 36(a) pode verificar-se a superfície de rotura e na Figura 36 (b) nota-se um ponto de carga máxima na curva carga Versus assentamento.

Este tipo de rotura ocorre na maioria das fundações em solos residuais pouco compressíveis de resistência finita e para certas dimensões de sapatas.

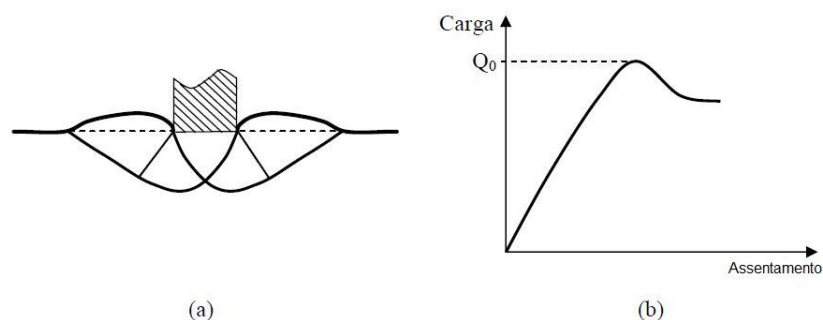


Figura 36 - Rotura Generalizada

- Rotura Localizada - neste tipo de rotura, forma-se uma cunha no solo, mas a superfície de deslizamento não é bem definida, atingida a pressão ou carga de rotura, a deformação prossegue sem necessidade de aumento dessa pressão ou carga. É como se o processo de rotura se fosse dando, a pouco e pouco mas de forma constante, desde o início do carregamento em regiões localizadas e dispersas na massa do solo, a menos que o assentamento atinja um valor igual à metade da largura da fundação (Fig. 37). A rotura localizada ocorre geralmente em solos muito compressíveis, areias soltas a muito soltas e argilas moles a muito moles.

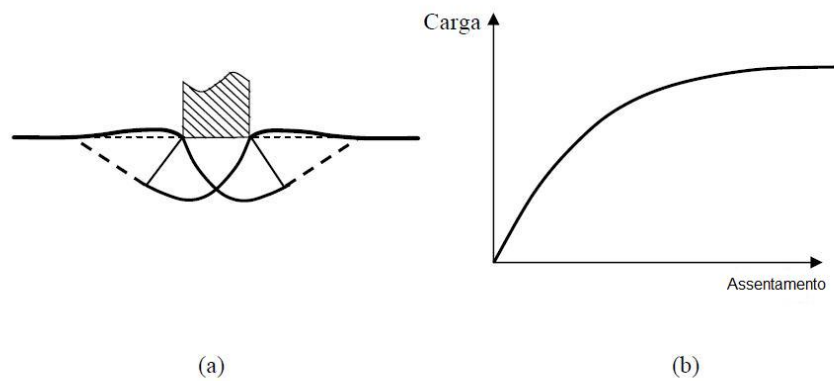


Figura 37 - Rotura Localizada

- Rotura por punçoamento - quando ocorre este tipo de rotura nota-se um movimento vertical da fundação, e a rotura só é verificada medindo-se os assentamentos da fundação (Fig. 38). A rotura por punçoamento ocorre em solos muito compressíveis, em fundações profundas ou em ensoleiramentos gerais.

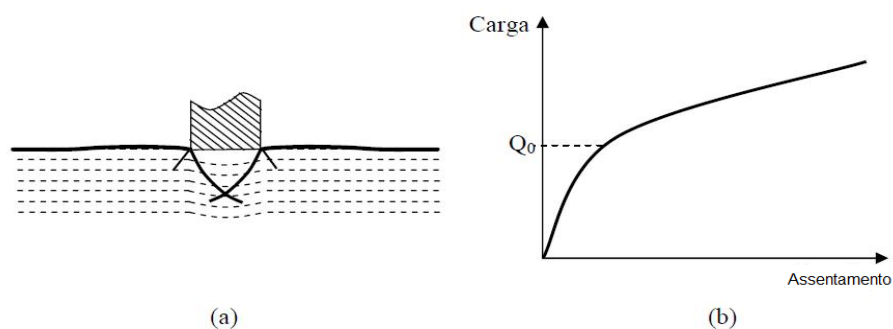


Figura 38- Rotura por Punçoamento

3.3.2 Teoria da Capacidade de Carga

3.3.2.1 Teoria Terzaghi

TERZAGHI (1943) desenvolveu uma teoria para o cálculo da capacidade de carga, baseado nos estudos de PRANDTL (1920) para metais. Para tal admitiu algumas hipóteses:

- Resistência ao corte do solo definida em termos da coesão c e do ângulo de atrito ϕ ;
- Peso específico γ constante;
- Material com comportamento elasto-plástico perfeito;
- Material homogêneo e isotrópico;
- Estado plano de deformação.

Considera-se que a rotura se dá ao longo de uma cunha, logo abaixo da sapata, seguida de uma curva espiral logarítmica, que segue até a superfície do terreno (Fig. 39).

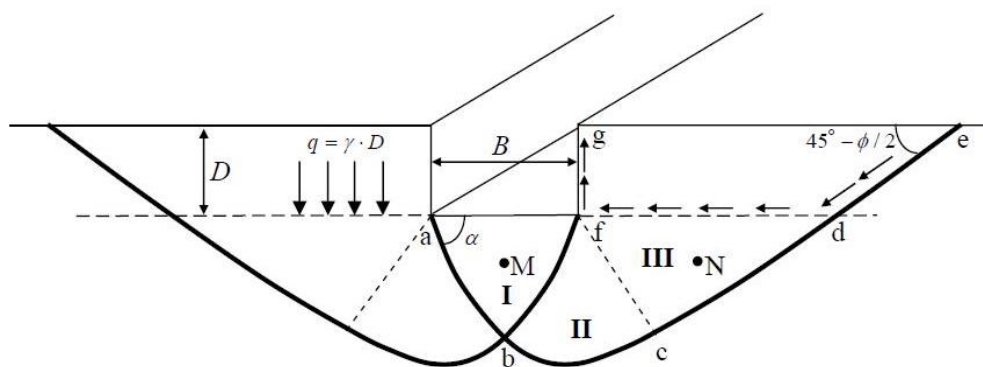


Figura 39 - Superfície de Deslizamento (Terzaghi)

A solução de Prandtl compõe-se das seguintes equações:

Para $\gamma = 0$

$$q_u = c \times N_c + q \times N_q \quad (3-1)$$

Sendo:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-2)$$

$$N_c = \left(\frac{c}{\gamma} - 1 \right) \times \cot \phi \quad (3-3)$$

Para $c = 0$ e $q = 0$

$$q_u = \gamma \times \left(\frac{B}{2} \right) \times N_\gamma \quad (3-4)$$

Sendo:

$$N_\gamma \cong \left(N_q - 1 \right) \times \tan \phi \quad (3-5)$$

A solução de Prandtl foi deduzida desprezando-se a resistência ao corte acima do plano horizontal fd (ou seja, ao longo dos troços ed, df e fg da (Fig.39). O peso do material acima deste plano foi considerado como sobrecarga de:

$$q = \gamma \times D \quad (3-6)$$

Terzaghi juntou os efeitos das duas situações, admitindo γ, c e q de zero (tal junção não é rigorosamente correcta do ponto de vista teórico, porém o erro fica a favor da segurança):

$$q_u = c \times N_c + q \times N_q + \gamma \times \left(\frac{B}{2} \right) \times N_\gamma \quad (3-7)$$

Na Figura 39 observam-se três zonas bem distintas:

- a) Zona de rotura activa (admitindo $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$);
- b) Zona de rotura por transição;
- c) Zona de rotura passiva.

A Figura 40 mostra os círculos de Mohr correspondentes aos pontos M e N da figura 39, situados respectivamente nas cunhas I e III e a uma mesma profundidade.

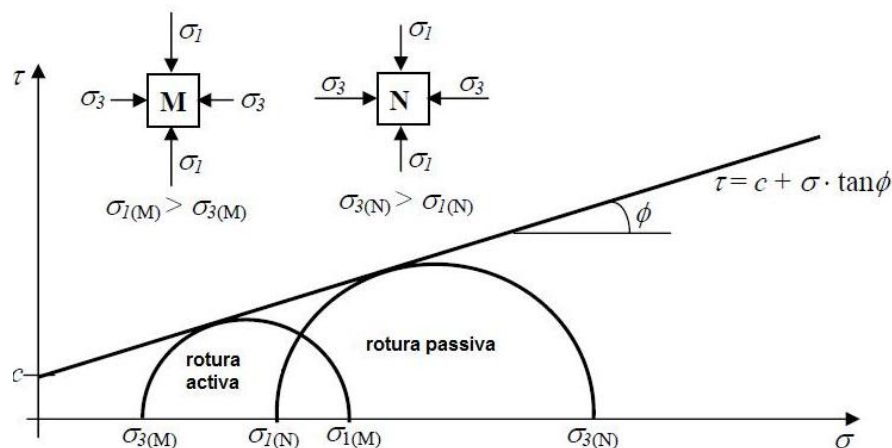


Figura 40 - Estado de Rotura - Pontos M e N

O círculo de Mohr do ponto N corresponde ao estado de tensões passivo.

Segundo a forma da fundação, as equações de Terzaghi para a capacidade de carga são:

Fundação contínua

$$q_u = c \times N_c + q \times N_q + \gamma \times \left(\frac{B}{2}\right) \times N_\gamma \quad (3-8)$$

Fundação quadrada

$$q_u = 1,3 \cdot c \times N_c + q \times N_q + 0,8 \cdot \gamma \times \left(\frac{B}{2}\right) \times N_\gamma \quad (3-9)$$

Fundação circular

$$q_u = 1,3 \cdot c \times N_c + q \times N_q + 0,6 \cdot \gamma \times \left(\frac{B}{2}\right) \times N_\gamma \quad (3-10)$$

Sendo que N_c ; N_q e N_γ são os factores da capacidade de carga:

$$N_c = \left(\frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right) \times \cot \phi \quad (3-11)$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3-12)$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \times \frac{\tan \phi}{2} \quad (3-13)$$

$$a = e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4}\right) \times \tan \phi} \quad (3-14)$$

Na equação 14, o valor de ϕ deve ser em considerado em radianos. Os termos das demais equações são:

q_u = Capacidade de carga ou carga última

c = coesão

ϕ = ângulo de atrito

q = sobrecarga

B = Largura da fundação

γ = peso específico do solo (γ_{sub} se o solo estiver submerso)

$K_{p\gamma}$ e K'_{py} = coeficiente de impulso para rotura geral e local, e relacionam-se com o ângulo de atrito do solo abaixo da fundação.

Estes valores são tabelados. Terzaghi indicou, para o caso de rotura local, que geralmente é associada a um movimento vertical, os seguintes parâmetros:

$$c' = \frac{2}{3} \times c \quad (3-15)$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \times \tan \phi \quad (3-16)$$

Na Tabela 8 são apresentados alguns valores dos coeficientes de capacidade de carga N_c ; N_q e N_γ para a rotura generalizada, e N'_c ; N'_q e N'_γ e para rotura localizada (sendo que nestes últimos já se tem em conta o valor de ϕ reduzido para ϕ').

Tabela 8 - Factores de capacidade de carga Terzaghi.

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	5,70	1,00	0,00
5	7,34	1,64	0,49	6,74	1,39	0,18
10	9,60	2,69	1,25	8,02	1,94	0,47
15	12,86	4,45	2,54	9,67	2,73	0,92
20	17,69	7,44	4,97	11,85	3,88	1,74
25	25,13	12,72	9,70	14,81	5,60	3,17
30	37,16	22,46	19,73	18,99	8,31	5,66
35	57,75	41,44	42,43	25,18	12,75	10,14
40	95,66	81,27	100,39	34,87	20,50	18,82

Das fórmulas de capacidade de Terzaghi pode concluir-se o seguinte: Que a capacidade de carga cresce com a profundidade da fundação, em solos coesivos ($\phi = 0$), a capacidade de carga não depende das dimensões da fundação. Na superfície do terreno tem-se:

$$q_u = 5,7 \cdot c \quad (3-17)$$

- Em solos não coesivos ($c = 0$), a capacidade de carga depende directamente das dimensões da fundação, mas a profundidade é mais importante que o tamanho da fundação.

Ainda para rotura generalizada ou localizada pode utilizar-se uma das seguintes considerações:

- SOWERS (1962) considerou que se deve utilizar q_u (rotura geral) para areias com densidade relativa (D_r) maior que 0,7 e q'_u (rotura local) para densidade relativa menor que 0,3. Para (D_r) entre 0,3 e 0,7, a capacidade de carga deve ser interpolada entre os valores de q_u e q'_u .

- ZEEVAERT (1972) demonstrou que:

$$\text{Para areias: } q'_u = q_u \times \left(\frac{D_r}{B} + 0,1 \right) \quad (3-18)$$

$$\text{Para argilas: } q'_u = q_u \times \left(\frac{LL - w}{IP} + 0,1 \right) \quad (3-19)$$

- VESIC (1973) utiliza:

$$\tan \phi' = \left(0,67 + D_r - 0,75 \times D_r^2 \right) \times \tan \phi \quad (3-20)$$

3.3.2.2 Teoria de Brinch Hansen (e sugestões de Vesic)

Hansen (1961,1970) fez importantes contribuições ao cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais. Posteriormente, Vesic (1975) também publicou resultados de pesquisas sobre o tema, mantendo algumas das soluções encontradas por Hansen, e sugerido outras. A fórmula geral da capacidade de carga que resultou de Hansen e Vesic é a seguinte:

$$\begin{aligned} q_u = & c \times N_c \times S_c \times S_{cd} \times S_{ci} \times S_{cb} \times S_{cg} \times S_{cr} + \\ & + q \times N_q \times S_q \times S_{qd} \times S_{qi} \times S_{qb} \times S_{qg} \times S_{qr} + \\ & + \gamma \times \frac{B'}{2} \times N_\gamma \times S_\gamma \times S_{\gamma d} \times S_{\gamma i} \times S_{\gamma b} \times S_{\gamma g} \times S_{\gamma r} \end{aligned} \quad (3-21)$$

Onde c é a coesão do solo, q é a sobrecarga (tensão vertical efectiva ao nível da base da sapata) e γ é o peso específico do solo. N_c ; N_q e N_γ são os factores de capacidade de carga:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-22)$$

$$N_c = \left(\frac{q}{c} - 1 \right) \times \cot \phi \quad (3-23)$$

$$N_\gamma \cong 2 \times \left(\frac{q}{c} + 1 \right) \times \tan \phi \quad (\text{Vesic}) \quad (3-24)$$

$$N_\gamma = 1,5 \times \left(\frac{q}{c} - 1 \right) \times \tan \phi \quad (\text{Hansen}) \quad (3-25)$$

Na expressão 21), B' é a largura efectiva da sapata, que será calculada em função da eventual excentricidade da carga aplicada em relação ao centro da sapata. Os outros factores são:

S_c , S_q e S_γ - Factores de correcção para a forma da sapata

S_{cd} , S_{qd} e $S_{\gamma d}$ - Factores de correcção para a profundidade da sapata

S_{ci} , S_{qi} e $S_{\gamma i}$ - Factores de correcção para a inclinação da carga aplicada

S_{cb} , S_{qb} e $S_{\gamma b}$ - Factores de correcção para a inclinação da base da sapata

S_{cg} , S_{qg} e $S_{\gamma g}$ - Factores de correcção para a inclinação do terreno de fundação

1. Efeito da excentricidade de carga aplicada na sapata:

A excentricidade da carga (distância do ponto de aplicação da resultante da carga em relação ao centro geométrico da sapata) é tida em conta através dos termos de uma área efectiva $A' = L' \times B'$ (área onde as tensões de compressão são maiores), de tal forma que a carga aplicada fique localizada no centro geométrico da área efectiva conforme Figura 41.

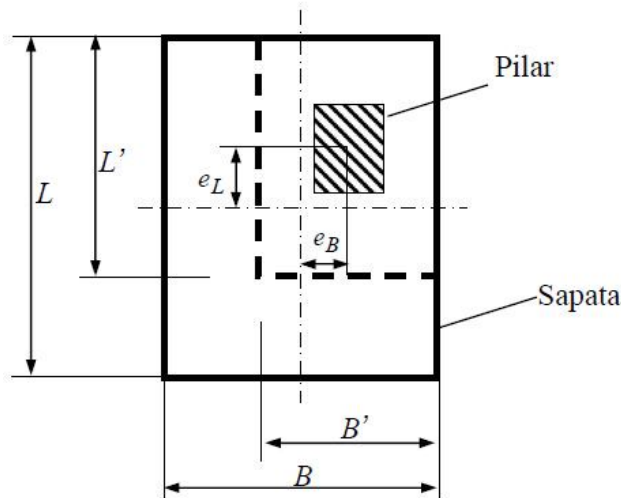


Figura 41 - Excentricidade da Carga

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad (3-26)$$

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad (3-27)$$

Segundo Terzaghi a capacidade de carga não deve ultrapassar $B/4$ nem $L/4$.

2. Factores de correcção para a forma da sapata:

A teoria original de Terzaghi foi formulada a partir da hipótese de que a sapata é contínua ($L' \rightarrow \infty$). Hansen e Vesic propuseram factores de correcção para abranger diferentes relações entre L' e B' .

- HANSEN (1970) e VESIC (1975)

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B}{L} \quad (3-28)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L}, \phi = 0 \quad (3-28a)$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \times \tan \phi \quad (3-29)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \times \frac{B}{L} \quad (3-30)$$

3. Factores de correcção para a profundidade da sapata:

- HANSEN (1970)

Para $D/B \leq 1$

$$S_{cd} = 1 + 0,4 \times \left(\frac{D}{B} \right) \quad (3-31)$$

$$S_{qd} = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times \frac{D}{B} \quad (3-32)$$

$$S_{\gamma d} = 1 \quad (3-33)$$

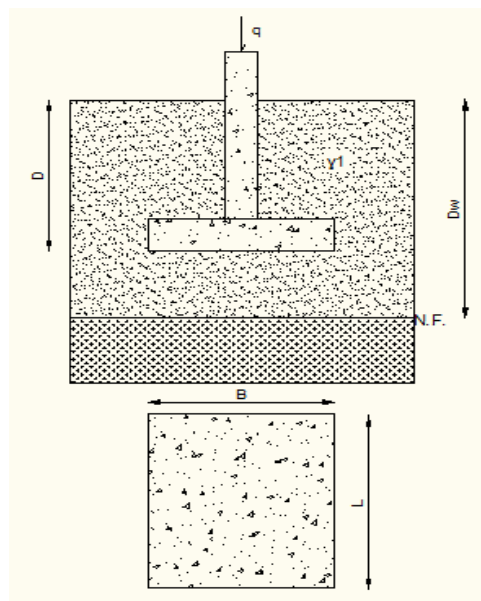


Figura 42 - Sapata Tipo

Para $D/B > 1$

$$S_{cd} = 1 + 0,4 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (3-34)$$

$$S_{qd} = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (3-35)$$

$$S_{\gamma d} = 1 \quad (3-36)$$

- VESIC (1975)

$$S_{cd} = 1 + 0,4 \times \frac{D}{B} \quad (3-37)$$

$$S_{qd} = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times \frac{D}{B} \quad (3-38)$$

$$S_{\gamma d} = 1 \quad (3-39)$$

4. Factores de correcção para a inclinação da carga:

Se a carga aplicada não for vertical, mas sim inclinada, e denominado por Q a componente vertical e H a componente horizontal da carga inclinada R (Fig. 43), Hansen e Vesic propuseram os seguintes factores de correcção:

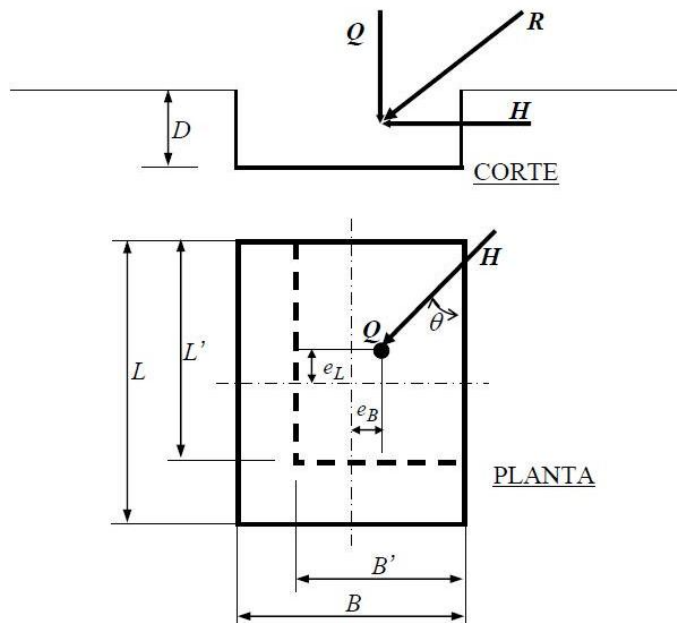


Figura 43 - Carga Inclinada

- HANSEN (1970)

$$S_{qi} = 1 - \frac{H}{Q + B' \times L' \times c \times \cot \phi} \quad (3-40)$$

$$S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_q - 1} \quad (3-41)$$

$$S_{\gamma i} = S_{qi}^2 \quad (3-42)$$

- VESIC (1975)

$$S_{qi} = \left(1 - \frac{H}{Q + B' \times L' \times c \times \cot \phi} \right)^m \quad (3-43)$$

$$S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_c - \tan \phi} \quad (3-44)$$

$$S_{ci} = \left(1 - \frac{m \times H}{B' \times L' \times c \times N_c} \right), \phi = 0 \quad (3-44a)$$

$$S_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{Q + B' \times L' \times c \times \cot \phi} \right)^{m+1} \quad (3-45)$$

Onde:

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}; \quad m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

θ - Ângulo que a componente horizontal (H) da carga inclinada faz com a direcção L , no plano da sapata.

A carga horizontal admissível na sapata será dada pela expressão:

$$H_{adm} = \left(\frac{c_B \times L' \times B' + Q \times \tan \phi_B}{FS} \right)$$

Onde:

c_B - Aderência entre a sapata e o solo

ϕ_B - ângulo de atrito entre sapata e solo ($\phi_B \cong \frac{2}{3} \times \phi$)

FS - Factor de segurança (>1,5)

5. Factores de correcção para a inclinação da base da sapata:

Existem situações nas quais pode ser interessante inclinar a base da sapata, para absorver esforços horizontais (Fig. 44).

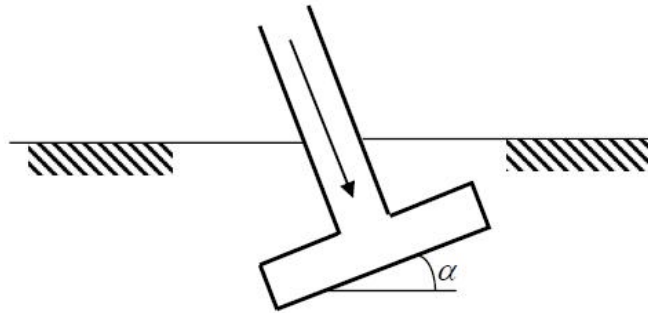


Figura 44 - Inclinação da base da sapata

- VESIC (1975)

$$S_{qb} = \left(1 - \alpha \times \tan \phi \right)^2 \quad (3-46)$$

$$S_{cb} = S_{qb} - \frac{1 - S_{qb}}{N_c \times \tan \phi} \quad (3-47)$$

$$S_{cb} = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2}, \phi = 0 \quad (3-47a)$$

$$S_{pb} = S_{qb} \quad (3-48)$$

Nas expressões acima, os valores de α que aparecem fora das funções trigonométricas devem ser considerados em radianos. Este ângulo α deve ser menor ou igual a 45° .

6. Factores de correcção para a inclinação da superfície do terreno

Se o terreno de fundação não for horizontal (Fig. 45)

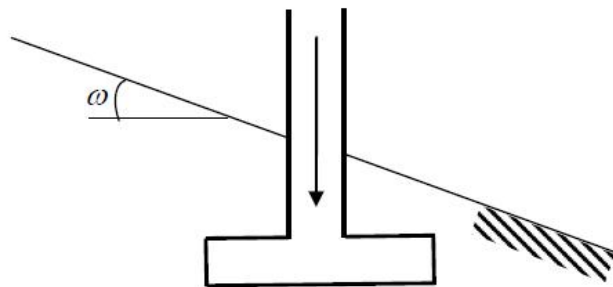


Figura 45 - Inclinação do terreno de fundação

- VESIC (1975)

$$S_{cg} = \left(1 - \tan \omega \right)^2 \quad (3-49)$$

$$S_{cg} = S_{qg} - \frac{1 - S_{qg}}{N_c \times \tan \phi} \quad (3-50)$$

$$S_{cg} = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{\pi + 2}, \phi = 0$$

(3-50a)

$$S_{\gamma g} = S_{qg} \quad (3-51)$$

- HANSEN

$$S_{cg} = \left(\frac{\omega}{147^\circ} \right)^2 \quad (3-52)$$

$$S_{cg} = 1 - \frac{\omega}{147} \times S_{qg}, \phi = 0 \quad (3-53)$$

$$S_{qg} = \left(-0,5 \tan \omega \right)^3, \omega \leq \phi \quad (3-54)$$

$$S_{\gamma g} = S_{qg} \quad (3-55)$$

Nas expressões acima, os valores de ω que surgem fora de funções trigonométricas devem ser considerados em radianos. O ângulo ω deve ser menor ou igual a 45° e menor que o ângulo de atrito do solo ϕ . Quando ω for maior que $\frac{\phi}{2}$, deve proceder-se a uma análise de estabilidade de taludes considerando uma acção adicional ao carregamento aplicado à fundação (MEYERHOF, 1957).

Convém referir que, no caso de terreno inclinado, as tensões verticais geostáticas a uma profundidade z são calculadas por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \omega \quad (3-56)$$

7. Factores de correcção para a compressibilidade do solo:

Segundo a teoria de capacidade de carga de Terzaghi, o próprio admitiu por hipótese que o solo é incompressível e portanto de rotura generalizada. No entanto, se o solo apresentar alguma compressibilidade, a rotura tenderá a ser localizada e a solução de Terzaghi deixa de representar a realidade.

Vesic propôs os seguintes factores de correcção para a compressibilidade do Solo:

$$S_{qr} = e^{\left[\left(-4,4 + 0,6 \times \frac{B'}{L'} \right) \times \tan \phi + \frac{3,07 \times \text{sen} \phi + \log(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen} \phi} \right]} \quad (3-57)$$

$$S_{cr} = S_{qr} - \frac{1 - S_{qr}}{N_c \times \tan \phi} \quad (3-58)$$

$$S_{cr} = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \log I_r, \phi = 0 \quad (3-58a)$$

$$S_{gr} = S_{qr} \quad (3-59)$$

Onde I_r é o índice de rigidez do solo, relação entre o módulo de elasticidade transversal e G e a resistência ao corte τ do solo:

$$I_r = \frac{G}{\tau} = \frac{G}{c + \sigma'_v \times \tan \phi} = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \times (c + \sigma'_v \times \tan \phi)} \quad (3-60)$$

Sendo E o módulo de Elasticidade longitudinal e ν o coeficiente de Poisson do solo.

Para uma estimativa de I_r , os valores de G e ν devem ser valores médios, representativos das propriedades elásticas e de resistência da massa de solo submetida ao processo de deslizamento (rotura).

A profundidade e a extensão da superfície de deslizamento é função do ângulo de atrito ϕ do solo, como mostra a Figura 46,

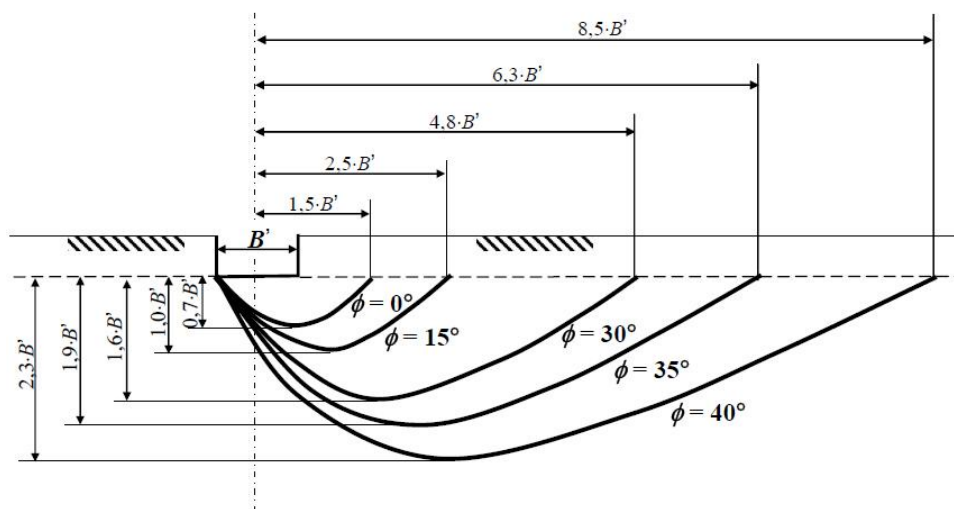


Figura 46 - Profundidade e Extensão da Superfície de Rotura

Segundo Vesic os valores de G , da coesão c , do ângulo de atrito ϕ e da tensão vertical efectiva σ'_v são considerados a uma profundidade igual a $D + \frac{B'}{2}$, Figura 47.

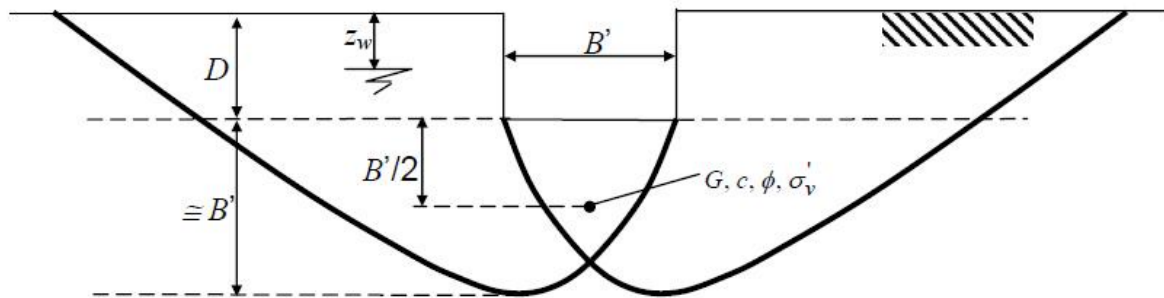


Figura 47 - Cálculo do índice de rigidez do solo

Antes de calcular os factores S_{cr} , S_{qr} e $S_{\gamma r}$, deve verificar-se se o solo é compressível ou pode ser considerado incompressível. Para isso, deve determinar-se o índice de rigidez crítico:

$$I_{r_{crit}} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left(3,3 - 0,45 \frac{B'}{L'}\right) \times \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3-61)$$

Se $I_r > I_{r_{crit}}$, o solo pode ser considerado incompressível, e os factores S_{cr} , S_{qr} e $S_{\gamma r}$ serão iguais à unidade.

8. Influência da água:

A presença de água altera o peso específico do solo. De acordo com a profundidade D_w do nível de água em relação ao nível do terreno, o peso específico γ a ser considerado na expressão (3-21) será:

$$D_w \leq D \rightarrow \gamma = \gamma_{sub} \quad (3-62)$$

$$D < D_w < D + B' \rightarrow \gamma = \gamma_{sub} + \left(\frac{D_w - D}{B'}\right) \times (\gamma_{nat} - \gamma_{sub}) \quad (3-63)$$

$$D_w \geq D + B' \rightarrow \gamma = \gamma_{nat} \quad (3-64)$$

Quanto à influência da água na sobre carga q , representada na expressão (3-21) resultam as seguintes considerações:

$$D_w = 0 \rightarrow q = \gamma_{sub} \times D \quad (3-65)$$

$$0 < D_w < D \rightarrow q = \gamma_{nat} \times D_w + \gamma_{sub} \times (D - D_w) \quad (3-66)$$

$$D_w \geq D \rightarrow q = \gamma_{nat} \times D \quad (3-67)$$

3.3.2.3 Teoria de Meyerhof

Retomando aos estudos de Terzaghi, Meyerhof (1951,1963) considerou na análise dos mecanismos de rotura, superfícies de deslizamento que estão representadas na Figura 48.

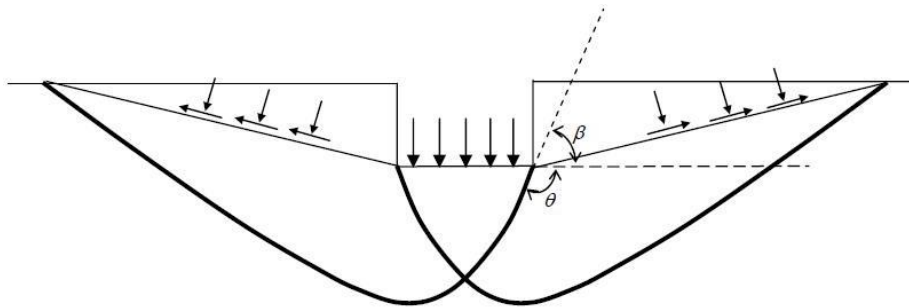


Figura 48 - Superfícies de deslizamento (Meyerhof)

Meyerhof teve em conta a resistência ao corte do solo acima da base da fundação, o que Terzaghi considerou apenas como sobrecarga.

Das equações para os factores de capacidade de carga de Meyerhof, pode notar-se que os valores se situam entre os de rotura generalizada e localizada de Terzaghi, quando $D = 0$.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (3-68)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \theta \cdot \tan \phi}}{1 + \sin \phi} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-69)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \cdot \phi) \quad (3-70)$$

Nas expressões anteriores, os valores de θ são em radianos.

Meyerhof também propôs factores de correcção de forma, profundidade e inclinação. Estes factores são ligeiramente diferentes dos de Terzaghi e Hansen, entretanto estes últimos são recomendados por existirem já tabelados.

Meyerhof contribuiu de forma excepcional para o problema das sapatas localizadas em encostas e taludes. A ausência de solo de um lado da sapata (lado da encosta) tenderá a reduzir a capacidade de carga da fundação.

3.3.2.4 Utilização de Equações

A equação de Terzaghi tendo sido a primeira a ser proposta tem sido extensivamente aplicada. A sua enorme aplicação prende-se também com a sua grande facilidade de utilização, dado que não necessita de calcular os factores de forma, profundidade ou outros. Ela é apenas aplicável nos casos de sapatas horizontais e cargas verticais centradas, que é o que acontece na maior parte dos casos.

É opinião generalizada que a equação de Terzaghi é a mais conservativa, principalmente nos casos dos solos com baixa coesão e com D da ordem de grandeza $B/2$ até $2B$. Estas afirmações são de alguma forma apoiadas pelas experiências feitas neste domínio.

A equação de Meyerhof é utilizada principalmente em Inglaterra. Meyerhof desenvolveu a sua teoria com base em ensaios de modelos de fundações de dimensões muito reduzidas, na sua maioria com larguras inferiores a 2,5cm, por este motivo e pelo facto da teoria não fornecer confiança relativamente aos valores propostos e aqueles que foram obtidos através de ensaios sobre modelos à escala natural, Bowles não recomenda a sua utilização.

A equação de Hansen mostrou ter boa concordância com valores experimentais, tanto para solos coesivos como para solos granulares. O caso da correcção proposta quando se pretende tratar o problema da deformação plana mostrou também a existência de excelente concordância com os valores experimentais, no caso de solos granulares. O método de Hansen não respeita os equilíbrios estático e cinemático, assim como não são respeitados no métodos de Terzaghi e Meyerhof. Bowles sugere que a aplicação da equação de Hansen é razoável para todos os tipos de solo e é uma forma simples de se estimar a capacidade de carga.

As equações de Meyerhof e Hansen são bastante aplicadas, a equação de Vesic não tem tido no entanto tanta aplicação como as anteriores.

Bowles (1988), após comparação dos valores teóricos obtidos pelas várias equações de capacidade de carga e valores experimentais, sugere o seguinte (Tabela 9):

Tabela 9 - Utilização das várias equações da capacidade de carga

Equações	Em que condições
Terzaghi	Solos muito coesivos, quando $D/B < 1$, ou para uma rápida estimativa da capacidade de carga para comparar com outros métodos
Hansen, Meyerhof e Vesic	Qualquer situação em que a aplicação dependa de alguma preferência ou familiaridade com um método particular.
Hansen e Vesic	Quando a base da fundação for inclinada ou for colocada numa superfície inclinada ou quando $D/B > 1$

3.3.2.5 Em Fórmulas Empíricas Baseadas de Ensaios Simples (SPT)

- VESIC (1975)

Para solos arenosos:

$$q_u = 32 \times \bar{N} \times \left(\frac{B}{2} + D \right) \quad (3-72)$$

Para solos argilosos:

$$q_u = 16 \times \bar{N} \quad (3-73)$$

Sendo a unidade de q_u em kN/m^2 . Os valores de D e B devem ser considerados em metros. \bar{N} é a média dos valores N_{SPT} numa espessura de $1,5 \cdot B$ abaixo do nível de fundação. Os valores de q_u devem ser metade quando ocorrer presença do nível de água no solo, para a zona definida acima.

As equações (3-72) e (3-73) são obtidas a partir da equação (3-21) atrás apresentada. Assim e admitindo que todos os factores de correcção sejam iguais à unidade, e que a carga seja centrada ($B = B'$):

$$q_u = c \times N_c + q \times N_q + \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma \quad (3-74)$$

Para areias, admite-se ainda as seguintes hipóteses:

$$c = 0$$

$$2 \times \frac{N_q}{N_\gamma} \cong 1$$

Assim substituindo em (3-74):

$$q_u = \gamma \times D \times N_q + \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma = \gamma \times D \times \frac{N_\gamma}{2} + \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma = \frac{\gamma \times N_\gamma}{2} \times (D + B)$$

Se o nível freático estiver abaixo da profundidade igual a $B + D$ (ver Fig. 17), o peso específico a ser considerado será o natural γ_{nat} . Admitindo para a areia $\gamma_{nat} = 18kN/m^2$, e considerando a seguinte relação:

$$N_\gamma \cong 3,5 \times \bar{N}$$

Obtém-se:

$$q_u = \frac{\gamma \times N_\gamma}{2} \times (B + B) \cong \frac{18,5 \times 3,5 \times \bar{N}}{2} \times (B + B) \cong 32,4 \times \bar{N} \times (B + B) \cong 32 \times \bar{N} \times (B + B)$$

Por outro lado, se o nível freático estiver à superfície do terreno, o peso específico do solo a ser considerado será o submerso γ_{sub} . Admitindo, simplificada, que γ_{sub} seja metade de γ_{nat} , a capacidade de carga obtida pela equação (3-72) deve passar a metade quando em presença de nível freático elevado.

Para as argilas em se admite a hipótese de $\phi = 0$, e, portanto dos valores tabelados para os factores de capacidade de carga de Hansen),

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1,00$$

$$N_\gamma = 1,00$$

Assim substituindo em (3-73):

$$q_u = c \times N_c + \gamma \times D \times N_q + \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma = 5,14 \times S_u + \gamma \times D$$

Sendo S_u a resistência não drenada da argila. Admitindo ainda a seguinte relação:

$$S_u \cong 3 \times \bar{N}, \text{ em } kN/m^2$$

Considerando desprezável $\gamma \times D$, obtém-se:

$$q_u = 5,14 \times S_u + \gamma \times D = 15,42 \times \bar{N} + \gamma \times D \cong 16 \times \bar{N}$$

3.3.2.6 Tensão Admissível

A tensão admissível que será a máxima tensão de trabalho da fundação, quando relacionada com a capacidade de carga, é expressa pela seguinte equação:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Na escolha do factor de segurança, FS, é importante levar em consideração o conhecimento do terreno e as características da estrutura a fundar. A Tabela 10 tem os factores de segurança Globais (VESIC, 1975).

Tabela 10 - Factores de Segurança

Categoria	Estruturas típicas	Características	Caracterização do solo	
			Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias - Armazéns - Silos - Estruturas de suporte	Carga máxima de projecto ocorrerá frequentemente. Consequências da rotura catastróficas.	3,00	4,00
B	Pontes rodoviárias - Edifícios industriais e públicos	Carga máxima de projecto ocorrerá raramente. Consequências da rotura muito sérias.	2,50	3,50
C	Edifícios de escritórios e/ou de habitação	Carga máxima de projecto é improvável que ocorra. Consequências da rotura sérias.	2,00	3,00

3.3.3 Análise de Resultados

3.3.3.1 Influência dos parâmetros intervenientes na expressão da capacidade de carga

O ângulo de atrito interno do solo é um parâmetro fundamental na equação da capacidade de carga, uma vez que N_c ; N_q e N_γ , aumentam rapidamente com este elemento.

Por outro lado duas das parcelas desta equação são proporcionais ao peso específico do solo. Assim numa análise em tensões efectivas a posição do nível freático assume enorme relevância, já que a sua subida para a cota da base da fundação e desta para a superfície do terreno reduz, respectivamente, as terceira e segunda parcelas para cerca de metade.

A terceira parcela varia proporcionalmente á largura da fundação. Assim, uma sapata larga repousando sobre um solo de ângulo de atrito elevado, tem uma capacidade de carga muito alta, se bem que a sapata estreita sobre o mesmo solo tenha uma capacidade de carga muito inferior. No entanto, note-se que N_γ é nulo para $\phi = 0$, o que significa que para solos argilosos sob condições não drenadas a capacidade de carga é independente da largura da fundação.

A coesão do solo influi somente na primeira parcela, uma vez que para $\phi = 0$, $N_q=1$ e $N_\gamma=0$, aquela parcela torna-se preponderante para a análise de tensões totais.

3.3.3.2 Valores de $N\gamma$

Da resolução das equações segundo os vários métodos acima descritos para o factor de capacidade de carga $N\gamma$ e representados graficamente através da Figura 49, pode concluir-se que para solos com ângulo de atrito interno baixo, a solução mais a favor da segurança aponta para a equação de Vesic, para valores de ϕ mais elevados esta tendência é substituída pela equação de Meyerhof. A equação de Terzaghi assume-se como a segunda hipótese mais ao lado da segurança para qualquer valor de ϕ .

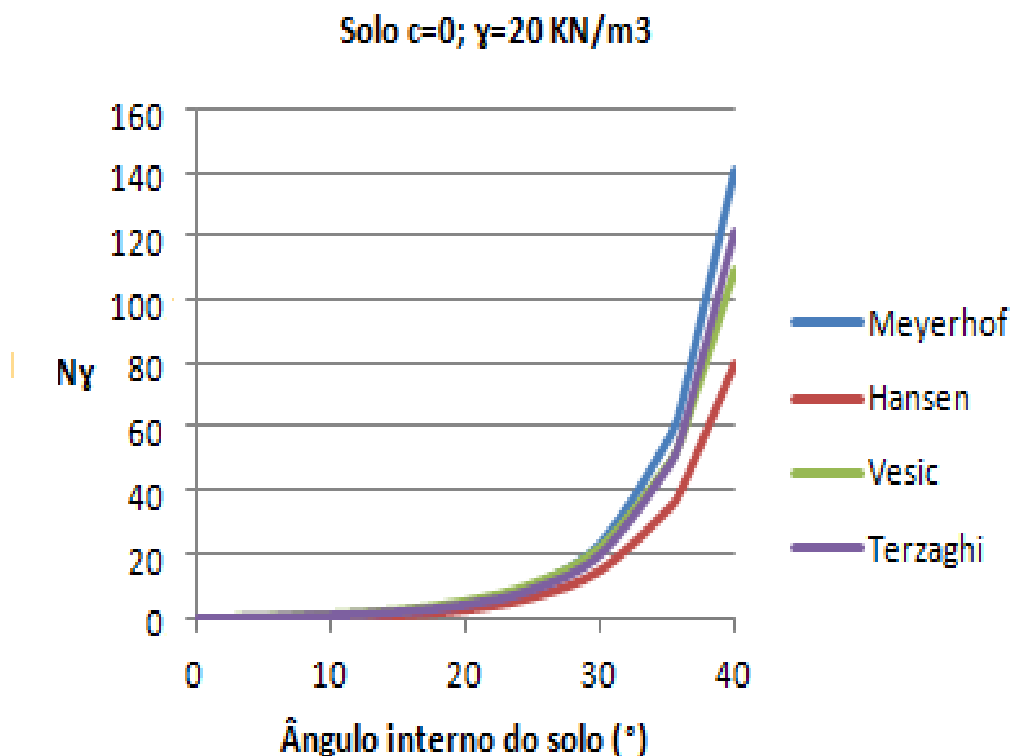


Figura 49 - Valores de $N\gamma$ para um solo com coesão nula e $\gamma=20\text{KN/m}^3$

3.3.3.3 Capacidade de Carga em Diferentes Tipos de Solo e Sapatas

Baseando-nos nas equações abordadas nas secções anteriores e numa sapata tipo, para o cálculo da tensão admissível dos solos, obtiveram-se resultados para os diferentes casos analisados (Tabela 11). Os casos são função da alteração do maciço a reflectirem-se em diferentes pesos específicos (γ), ângulo de atrito e D_w .

Designam-se por solo 1 a 5, o solo residual granítico com parâmetros e condições diferenciadas.

Tabela 11 - Capacidade de carga para os solos virtuais designados por solo 1 a solo 5

Solo 1 - $\phi=35^\circ$; $c=2$; $\gamma=18$ KN/m³						
Dados			Qseg (Kpa), $F_s = 3$			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	
1,5	1	658	556	430	469	
2	1	789	568	461	525	

Solo 2 - $\phi=35^\circ$; $c=2$; $\gamma=19$ KN/m³						
Dados			Qseg (Kpa), $F_s = 3$			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	
1,5	2	937	916	783	754	
2	2	1050	1102	786	814	

Solo 3 - $\phi=35^\circ$; $c=2$; $\gamma=20$ kN/m³; $D_w=5$						
Dados			Qseg (kPa), $F_s = 3$			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	
1,5	4	1532	859	1721	1313	
2	4	1606	1479	1580	1345	

Solo 4 - $\phi=36^\circ$; $c=0$; $\gamma=20$ kN/m³						
Dados			Qseg (kPa), $F_s = 3$			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	
1,5	1	750	626	462	541	
	2	1065	1041	838	855	
	4	1745	1024	1839	1484	
2	1	914	648	508	617	
	2	1202	1244	853	931	
	4	1869	1702	1729	1560	

Solo 5 - $\phi=35^\circ$; $c=0$; $\gamma=20$ kN/m³; $D_w=2$m						
Dados			Qseg (kPa), $F_s = 3$			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi	
1,5	1	597	527	380	434	
	2	807	853	668	649	
	4	1088	627	1199	931	
2	1	686	528	395	467	
	2	879	1016	655	681	
	4	1148	1076	1110	963	

Na região é comum usar $F_s=3$, e à luz do Eurocódigo 7 com avaliação de coeficiente parciais de segurança este factor provavelmente estará sobreavaliado.

Suponhamos em primeira análise uma carga na vertical com 500 kPa. Para esta carga verifica-se que os solos 2 e 3 verificam a segurança, o solo 4 para Meyerhof, Hansen e Terzaghi também verifica a segurança, o solo 5 para Meyerhof e Hansen de forma idêntica aos anteriores. O solo 1 ($D=1$), segundo Vesic, entraria em rotura para esta carga, bem como para Terzaghi se a sapata quadrada tiver os lados iguais a 1,5m, ou mesmo 2m.

Se a carga atingir os 1000 kPa, para o solo 2 ($D=2$) e para as dimensões de sapata $L=B=2$ m, está verificada a segurança segundo Meyerhof e Hansen, o mesmo não acontece para L e B de 1,5m e para as restantes equações deste mesmo solo. Por outro lado, para o solo 3 ($D=3$) e exceptuando a equação de Hansen para a sapata quadrada de 1,5m de lado, a tensão admissível do solo é compatível com a carga que se pretende aplicar sobre o mesmo. Analisando o solo 4 ($D=1,2,4$; $\phi=36$) verificamos para profundidades de fundação superiores a 2m estão reunidas as condições de segurança segundo Meyerhof e Hansen. No solo 5 e segundo Meyerhof, poderíamos fundar a sapata a 4 m de profundidade, com $L=B=1,5$ m.

Para a carga 500kPa, apenas os solos 3 e 4 verificam em algumas equações a segurança para esta carga às profundidades analisadas.

Para cargas iguais ou superiores a 2000kPa qualquer dos solos analisados entra em rotura.

Da Tabela 11 verificamos que o aumento da tensão admissível do solo é mais evidente com o incremento de profundidade do que com acréscimo da base de fundação, mesmo quando o solo está sob a influência do nível freático.

Se nos fundamentarmos na teoria de Meyerhof, que nos parece ser a mais linear para qualquer que seja o tipo de solo, o elemento de fundação mais viável para o cenário da carga de 500kPa, passa por uma sapata de geometria quadrada de 1,5m de lado, fundada a 1m de profundidade. Para os 1000kPa de carga a sapata quadrada teria mais 1m de lado e a profundidade da fundação passaria a 2m, exceptuando o solo 5 que teria que ser fundada a 4m.

Para que a rotura não se verifique aos 1500kPa de carga, a sapata poderia ser idêntica à do primeiro, geometria quadrada de 1,5m de lado e seria fundada a 4 m de profundidade, exceptua-se neste caso o solo 5 devido à presença do nível freático a um nível bastante próximo da superfície.

Reportando-nos aos solos 4 e 5 a análise acima exposta pode ser visualizada nos gráficos apresentados na Figura 50.

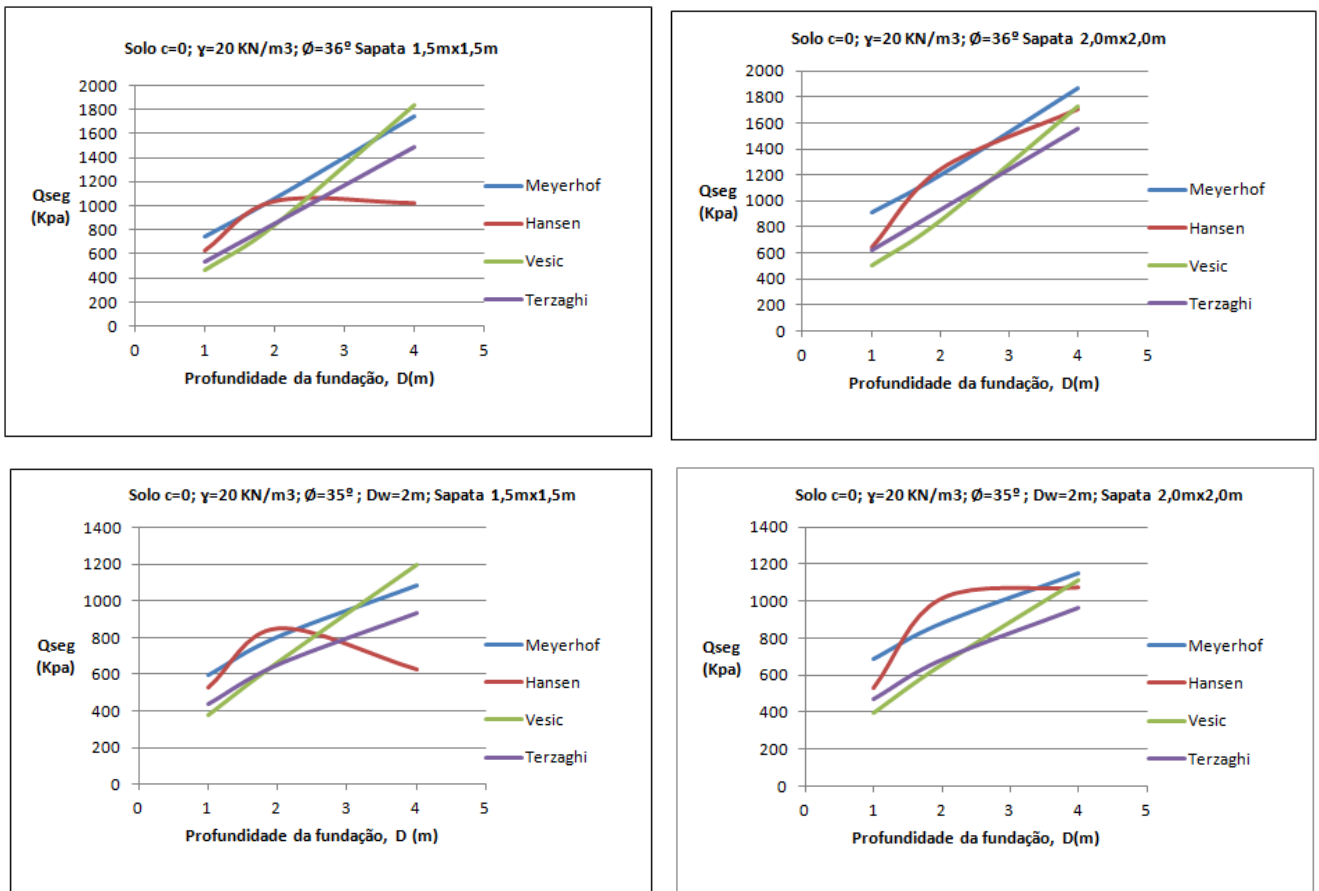


Figura 50 - Tensão admissível em função da profundidade para os solos 4 e 5.

3.3.3.4 Capacidade de carga em solos com diferentes inclinações e sapatas distintas

A avaliação da sapata tipo com terreno inclinado $\omega=10^\circ$ e 15° também é enquadrado neste género de situações. Para o cálculo da tensão admissível dos solos e nesta condição de terreno inclinado, obtiveram-se os seguintes resultados (Tabela 12):

Tabela 12 - Capacidade de carga para os exemplos utilizados solos 6 e 7 considerando o terreno inclinado para inclinações de 10° e 15°

Solo 6 - $\phi=35^\circ$; $c=0$; $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$; $\omega=10^\circ$					
Dados		Qseg (kPa), Fs =3			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi
1,5	1	432	342	274	465
	2	620	569	501	742
	4	1023	544	1109	1294
2,5	1	624	369	329	591
	2	779	680	525	868
	4	1165	1051	1011	1420

Solo 7 - $\phi=35^\circ$; $c=0$; $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$; $\omega=15^\circ$					
Dados		Qseg (kPa), Fs =3			
L=B(m)	D (m)	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi
1,5	1	341	265	216	465
	2	490	440	396	742
	4	808	421	876	1294
2,5	1	493	285	260	591
	2	615	525	415	868
	4	920	813	798	1420

Se optarmos pela aplicação das cargas consideradas nos exemplos anteriores verificamos que para uma carga de 500kPa, uma sapata fundada a $D > 2\text{m}$ de profundidade e com $B=L=1,5\text{m}$ satisfaz a segurança para qualquer uma das equações. Para este mesmo solo e para uma sapata com dimensões idênticas, para uma carga de 1000kPa apenas verificaria a segurança se fundada a 4m e se nos baseássemos nas equações de Meyerhof, Vesic e Terzaghi.

Para cargas acima dos 1500kPa não estariam reunidas as condições de segurança para fundar as sapatas consideradas no exemplo. Os gráficos da Figura 51 expõem estes exemplos.

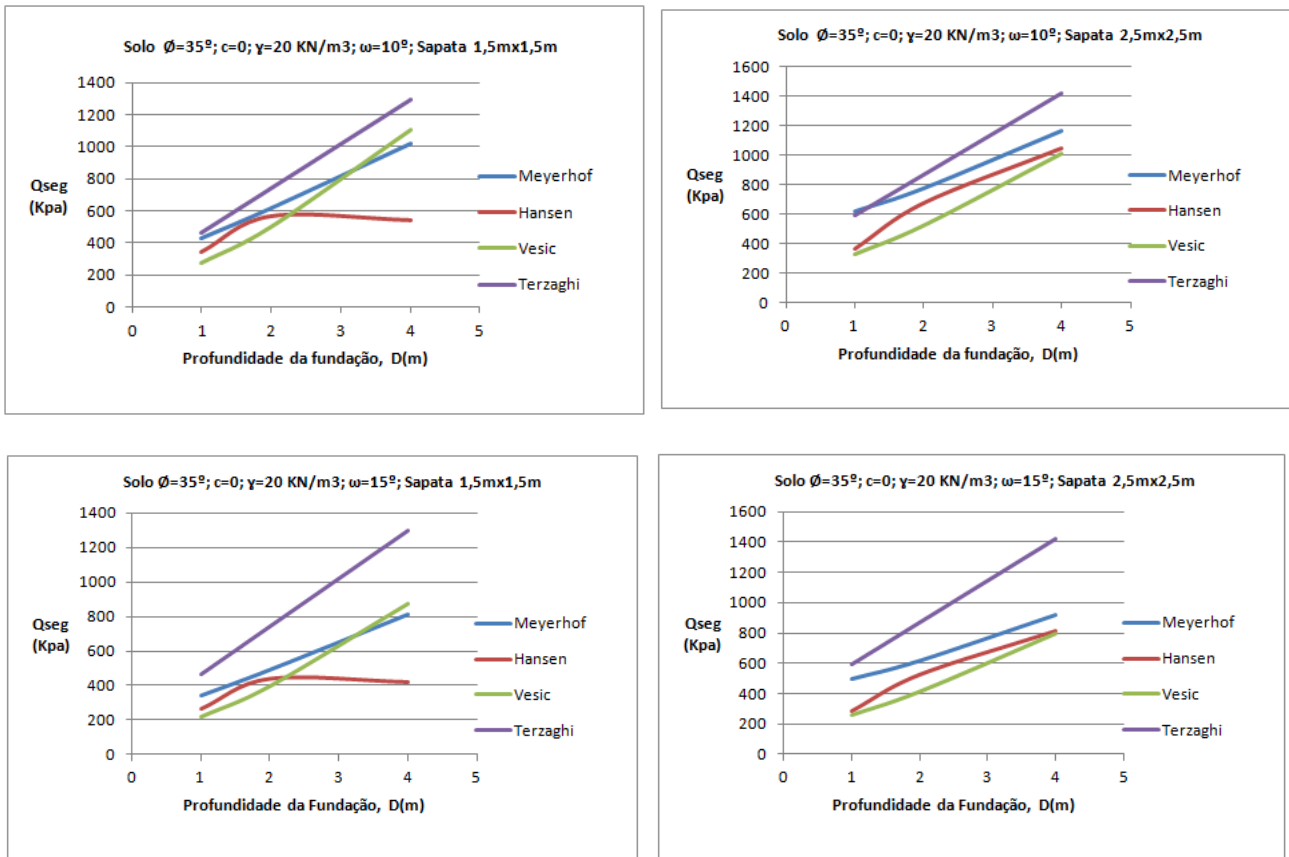


Figura 51 - Tensão admissível em função da profundidade para os solos 6 e 7

3.3.3.5 Estimativa dos Assentamentos de Fundações

Os assentamentos das fundações de edifícios, pontes, torres, centrais eléctricas e outras estruturas similares de grande custo, devem ser estimadas com grande cuidado. Nas barragens de terra, aterros, muros de suporte, as deformações podem ser estimadas usualmente com uma maior margem de erro.

A Tabela 13 apresenta a importância na amplitude do assentamento total em função da natureza do solo e a associação ao tipo de assentamento preferencial.

Tabela 13 - Importância na amplitude do assentamento total em função da natureza do solo.

Tipo de solo	Assentamentos mais importantes
Solos grossos (areias e cascalhos muito permeáveis)	Elásticos
Enrocamento (partículas do que cascalho e sem finos)	Elásticos e fluência (apreciáveis)
Solos finos (pouco permeáveis)	Consolidação (hidrodinâmica ou primária e secundária ou fluência)

Durante o assentamento o solo transita de um estado de repouso em equilíbrio para um novo estado por efeito da carga adicional aplicada. O estado de tensão muda pelo efeito do incremento da carga (Δq), e em função do tempo. Na zona de influência as partículas rolam umas sobre as outras, escorregam, esmagam-se e são submetidas a distorções elásticas. A acumulação estatística destes movimentos na direcção de interesse é designada por assentamento. A direcção vertical do assentamento pode ser definido por ΔH .

Os principais componentes de ΔH são o rolamento inter-partículas e o escorregamento que se traduz na diminuição do volume específico e ainda pelo esmagamento das partículas. Uma pequena fracção de ΔH é função da deformação elástica dos grãos e por consequência em caso de descarga a deformação é recuperada. Outra fracção é consequência do assentamento hidrodinâmico (consolidação) e o esmagamento das partículas.

Na deformação elástica é conveniente tratar o solo como um material pseudo-elástico com os seguintes parâmetros “elásticos”: módulo de deformabilidade (E), módulo de rigidez (G) e coeficiente de Poisson (ν). Os parâmetros mecânicos usados neste trabalho estão reflectidos no Capítulo 2. Isto parece ser razoável desde que o carregamento do solo produza assentamentos e o aumento da carga produza maiores assentamentos e, a experiência desta metodologia fornece soluções satisfatórias (Bowles, 1996).

O assentamento elástico pode ser calculado por uma solução analítica que não corresponderá em rigor ao carregamento de um maciço por uma sapata, pois toma-se o carregamento à superfície sem ligação física com as forças vizinhas, designando-se esta por “sapata infinitamente flexível” (Matos Fernandes, 2006). Se a sapata é rígida o assentamento é uniforme e é 7% inferior ao admitido pela aplicação da Equação (3-75):

$$s_i = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \quad (3-75)$$

Os cálculos efectuados para o assentamento imediato, considerando $q=1500$ kN, em sapatas quadradas de $B=L=1.5$ e $B=L=2.5$, estão na Tabela 1 e foram calculados a partir da Equação 3-75.

Os valores devem ser tidos com cuidado, embora os valores estimados pela formulação têm vindo a ser validados quando comparados com as medições, segundo Bowles (1996), embora se devam perseguir alguns ajustamentos, também previstos pela teoria do comportamento elástico.

A rigidez da fundação (rigidez relativa entre o elemento estrutural e o solo) é importante, pois tem a ver com a forma como a tensão é transmitida ao terreno. A Figura 52 mostra a forma como a tensão é transmitida ao terreno arenoso, por aproximação ao solo residual granítico no caso da Fundação rígida usada para efeitos de cálculos.

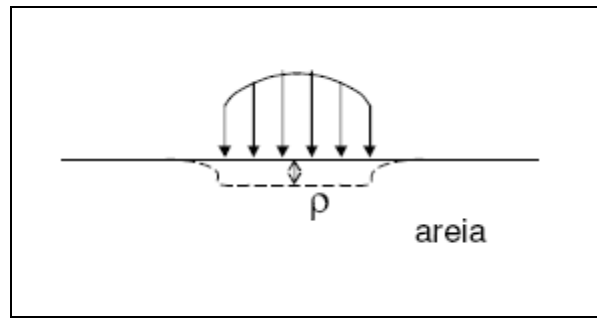


Figura 52 - Forma como a tensão é transmitida ao terreno no caso da Fundação rígida.

Não se considera a rotura do terreno pois esta está associada a deslocamentos intensos que não podem ocorrer na realidade sem comprometer a segurança das estruturas.

Para um dado acréscimo de tensão, a amplitude das deformações depende da rigidez do solo (mais rígido menos deformável, menos rígido mais deformável). É fundamental conhecer a compressibilidade (ou rigidez) do material para o cálculo de deformações. Deste modo, para pequenas deformações, admite-se que o material tem comportamento elástico linear.

A este assentamento designado por imediato (s_i), somam-se ainda os assentamentos devidos à consolidação hidrodinâmica (s_{ed}), que se faz pela transferência do carregamento. O acréscimo de pressão intersticial $\Delta u(t)$ vai ser transferido para a parte sólida traduzindo-se num acréscimo de tensão efectiva $\sigma'(t)$ ao longo do tempo, tal como mostra a Figura 53.

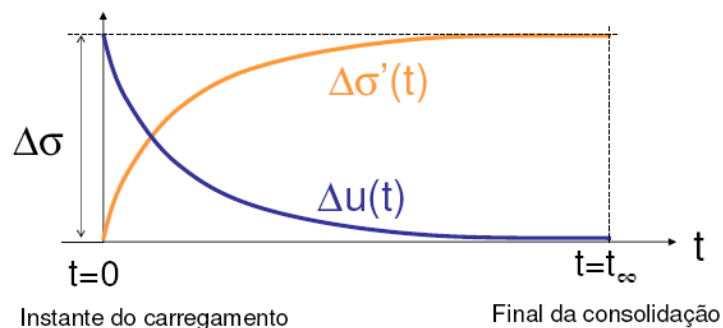


Figura 53 - Transferência das tensões na fase de carregamento.

O assentamento secundário (s_α) também deve ser considerado no caso de enrocamentos e que se traduz pela fluência, não se aplicando aqui a lei de comportamento elástico do material e a teoria de Terzaghi para a consolidação.

Assim, o assentamento total é o somatório das três parcelas implícitas dos assentamentos parciais (Fig. 54):

$$s_{total} = s_i + s_{ed} + s_\alpha \quad (3-76)$$

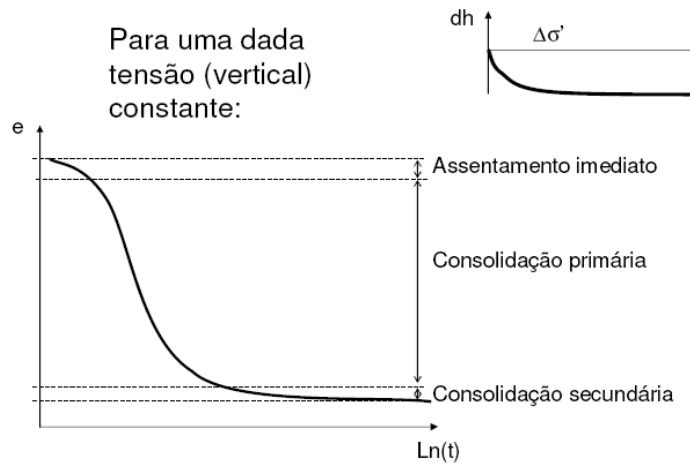


Figura 54 - Tipos de assentamento

A equação do nosso trabalho pressupõe que se avaliem os assentamentos. O assentamento elástico foi feito tal como já foi exposto e o assentamento secundário é considerado desprezável para a equação. Assim, e seguidamente passa-se ao cálculo do assentamento por consolidação.

A Tabela 14 tem os resultados síntese de ensaios edométricos para o maciço em estudo (Andrade Pais, 2007) e que permitem calcular assentamentos e tempos de consolidação para diferentes cargas que solicitem o maciço.

Tabela 14 - Tabela síntese de resultados que permitem calcular assentamentos e tempos de consolidação para diferentes cargas que solicitem o maciço (Andrade Pais, 2007).

Patamares de carga σ'_v (kPa)	0 - 1,2	1,2 - 24,2	24,2 - 49,4	49,4 - 97,5	97,5 - 193,8	193,8 - 386,2	386,2 - 771,2	771,2 - 1571,9	1571,9 - 2728,1
e	0,408	0,388	0,384	0,376	0,368	0,355	0,338	0,312	0,277
m_v (kPa)	-	5,9E-04	1,0E-04	1,2E-04	6,6E-05	5,0E-05	3,2E-05	3,4E-05	2,5E-05
c_v (m ² /s)	-	0,160	0,191	0,190	0,175	0,158	0,154	0,143	0,187

O maciço em estudo, e no perfil E2j, foram definidos duas sub-camadas com $H=2m$, a partir dos pontos intermédios A e B, para efeito de cálculo do assentamento total edométrico. A Figura 55 apresenta o perfil e a distribuição das tensões em profundidade para efeitos de cálculo.

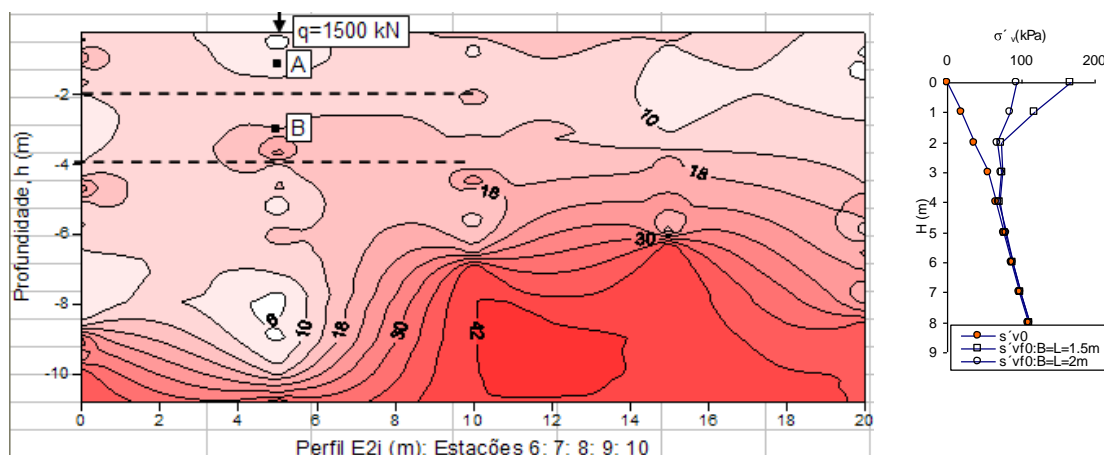


Figura 55 - Perfil E2j com a subdivisão em dois horizontes diferenciados para efeitos de cálculo de assentamentos e os respectivos diagramas de tensões efectivas em profundidade.

Embora a sub-divisão de sub-camadas não tenha vantagens, pois os resultados são menos conservativos, mas ela torna-se evidente pela heterogeneidade e grau de alteração diferenciais do maciço.

Usa-se a Equação (3-77) para o cálculo:

$$s_{ed} = m_v \Delta \sigma' H_0 \quad (3-77)$$

Calculou-se ainda o tempo necessário para ocorrer o assentamento total, pois conhecem-se todas as variáveis em causa e ainda o coeficiente de consolidação (c_v).

A Tabela 15 apresenta os resultados dos assentamentos por horizonte diferenciados, o assentamento total e o tempo de consolidação no perfil E2j quando sujeito a diferentes cargas ($Q=1500\text{kN}$, $B=L=1.5$ e $B=L=2.0$).

Tabela 15 - Assentamentos por horizonte diferenciados, assentamento total e o tempo de consolidação no perfil E2j quando sujeito a diferentes cargas ($Q=1500\text{kN}$, $B=L=1.5$ e $B=L=2.0$).

q (kN)	1500			
Horizonte (Ponto médio)	A		B	
L=B (m)	1.5	2.0	1.5	2.0
H (m)	2	2	2	2
s_i (m)	0.033	0.008	0.0084	0.0084
s_{ed} (m)	0.032	0.024	0.033	0.024
$s_{(total\ parcial)}$ (m)	0.065	0.032	0.041	0.032
$s_{(total)}$ (m)	0.10	0.064	0.10	0.064
Tempo de consolidação (seg)	< 60			

A consolidação neste tipo de maciços pode considerar-se imediata. Durante a construção vai-se dando o assentamento gradualmente pelo efeito do carregamento faseado e este, provavelmente, vai sendo absorvido por correcções assumidas ou não.

Os assentamentos crescem com o aumento da carga induzida pelo efeito da redução da área da sapata. Contudo, calcula-se que para grandes tensões induzidas, têm-se grandes deformações devidas a assentamento imediato, como pode se observado na Figura 56, o que traduz este princípio.

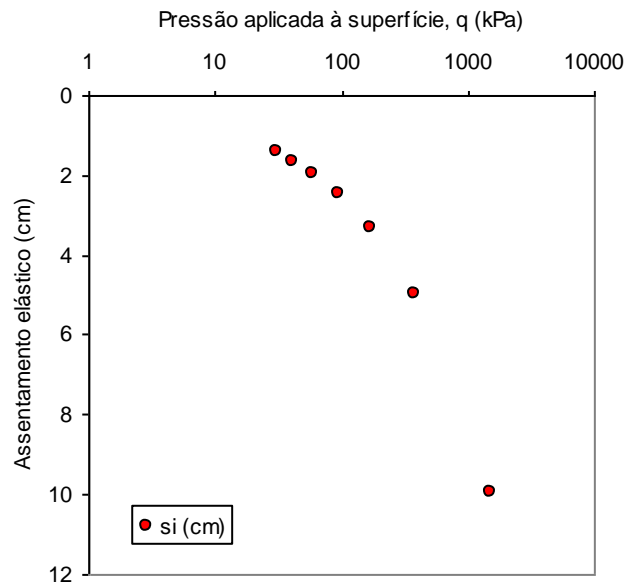


Figura 56 - Assentamento elástico por variação da carga aplicada á superfície

Os assentamentos são importantes no dimensionamento de fundações. Se são uniformes não resultam danos estruturais mas podem ter consequências negativas. Se são diferenciais podem causar graves danos estruturais devidos à distorção. Neste tipo de solos e maciço heterogéneo os assentamentos que serão diferenciais e por vezes elevados (10cm, embora seja conservador o valor estimado para s_i) e podem estar associados à fissuração estrutural dos edifícios na fase do seu carregamento seja por equipamentos e/ou mobílias.

Capitulo 4

Conclusões

4. Conclusões

A teoria da capacidade de carga dos solos, têm-se demonstrado um conceito dinâmico ao longo da história da mecânica dos solos.

Iniciada por Terzaghi, vários pesquisadores têm vindo a trabalhar na área e aprimorado a solução. No entanto, enquanto Terzaghi, admitiu por exemplo, que o solo é incompressível sendo portanto a ruptura do tipo generalizada, se o solo apresentar alguma compressibilidade, a ruptura tenderá a ser local, e a solução de Terzaghi deixa de ser representativa da realidade, outros autores propuseram factores de correcção para a compressibilidade do solo. De forma idêntica se passou para outros factores como a profundidade da sapata, o nível freático ou a inclinação do terreno. Tendo em conta os resultados obtidos para os solos com as características assinaladas nas Tabelas 11 e 12 atrás apresentadas, bem como os valores de $N\gamma$ calculados permite-nos comentar alguns dos valores obtidos.

Para os valores de $N\gamma$, podemos concluir que para solos com ângulo de atrito interno baixo, a solução mais a favor da segurança, aponta para a equação de Vesic.

Para valores ϕ de mais elevados esta tendência é substituída pela equação de Meyerhof. A equação de Terzaghi assume-se como a segunda hipótese mais ao lado da segurança para qualquer valor de ϕ . A tendência de variação deste parâmetro em função do ângulo de atrito interno do solo, é parabólico com coordenadas (0,0) no ponto inicial.

Os resultados obtidos para as equações de Terzaghi, para os solos estudados, mostram-se na sua maioria em relação aos restantes autores, mais próximos da segurança como se pode verificar através dos gráficos da Figura 50, tal situação prende-se pelo facto dos outros autores considerarem factores de correcção na equação da capacidade de carga.

Estes factores de correcção tornam-se importantes na medida em que o cálculo da dimensão e profundidade das sapatas se torna mais próximo da realidade e portanto o dimensionamento das fundações será optimizado conduzindo a uma melhor viabilidade económica de um projecto.

Para Cargas induzidas superiores a 400 kPa a geometria da sapata pode ser do tipo $B=L=1.5$ e $D=1$ m e é verificada Q_{seg} , usando a teoria de Meyerhof, Hansen, Vesic e Terzaghi.

Se $B=L=2.0$ m então a carga induzida pode ir a 450 kPa, considerando $D=1$.

O aumento de D faz aumentar Q_{seg} de um modo linear, exceptuando-se a análise pelo método de Hansen, embora se considere que para a carga induzida de 1500 kPa, a situação é crítica, e só aceitável para $D=4$ m.

Claro que usando $D=4$ e $B=2$ estamos no limite do uso dos métodos de cálculo propostos pelas diversas teorias para fundações superficiais.

Considerando a fundação estudada mas implantada num terreno inclinado a $\omega = 10^\circ$ e 15° , para cargas superiores a 1500 kPa, em qualquer das situações, não estariam reunidas as condições.

Concluimos também que o ângulo de atrito interno do solo é um parâmetro fundamental na equação da capacidade de carga, uma vez que N_c ; N_q e N_γ , aumentam rapidamente com este elemento.

Por outro lado duas das parcelas desta equação são proporcionais ao peso específico do solo. Assim numa análise em tensões efectivas a posição do nível freático assume enorme relevância, já que a sua subida para a cota da base da fundação e desta para a superfície do terreno reduz, respectivamente, a terceira e segunda parcelas para cerca de metade.

A terceira parcela varia proporcionalmente à largura da fundação. Assim, uma sapata larga repousando sobre um solo de ângulo de atrito elevado, tem uma capacidade de carga muito alta, se bem que a sapata estreita sobre o mesmo solo tenha uma capacidade de carga muito inferior.

No entanto, note-se que N_γ é nulo para $\phi=0$, o que significa que para solos argilosos sob condições não drenadas a capacidade de carga é independente da largura da fundação.

A coesão do solo influi somente na primeira parcela, uma vez que para $\phi=0$, $N_q=1$ e $N_\gamma=0$, aquela parcela torna-se preponderante para a análise de tensões totais.

Na abordagem de rotura pontual no mesmo maciço e para as mesmas condições, conclui-se que mesmo considerando $q=1500\text{kN}$ aplicadas em duas áreas diferentes o incremento da Tensão efectiva vertical é irrelevante a partir de, aproximadamente 3m e o incremento de tensão efectiva horizontal também o é aproximadamente a partir de 1m de profundidade.

A pressão de água nos poros na situação mais critica ($t=0^+$) não tem grande influência e rapidamente se dissipa.

A avaliação de rotura pontual no plano de tensões $s: t'$, onde está ainda projectada a linha k_0 e a envolvente de rotura permite concluir que nunca é ultrapassada o estudo possível de tensões. É também evidente que o estado de tensões em profundidade caminha para a linha k_0 por motivo de dissipação do incremento de carga.

Enquanto na análise da rotura pontual contribui para a resistência o comportamento do solo em função de H , ϕ e γ . Na rotura global embora ela se dê por plastificação do ponto P, que atingirá a superfície, esta dependente da carga gerada pelo maciço com profundidade D , que funciona como uma sobrecarga em terrenos de modelação e cálculo.

Contudo este D deve estar relacionado com B de forma a manter uma relação coerente. Facto que neste trabalho é ultrapassado, experimentando-se relações de $D>B$ o que pode explicar alguns resultados incoerentes.

As estimativas dos assentamentos de fundações foram efectuadas para as componentes parciais de assentamento imediato ou elástico, e por consolidação

Os assentamentos crescem com o aumento da carga induzida pelo efeito da redução da área da sapata. Contudo, calcula-se que para grandes tensões induzidas, têm-se grandes deformações devidas a assentamento imediato.

Os assentamentos são importantes no dimensionamento de fundações. Se são uniformes não resultam danos estruturais mas podem ter consequências negativas. Se são diferenciais podem causar graves danos estruturais devidos à distorção.

Neste tipo de solos e maciço heterogéneo os assentamentos que serão diferenciais e por vezes elevados (10cm, embora seja conservador o valor estimado para si) e podem estar associados à fissuração estrutural dos edifícios na fase do seu carregamento seja por equipamentos e/ou mobílias. Junta-se ainda que os assentamentos diferenciais estão associados aos carregamentos em zonas diferentes do maciço com diferentes intensidades nas propriedades mecânicas, profundidade de alteração.

5. Bibliografia

Andrade Pais, L.J. (1998). “Comportamento Mecânico de um Solo Residual Granítico da Covilhã”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização em Mecânica de Solos e Rochas na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Andrade Pais, L.J. (2007). “Comportamento mecânico do solo residual granítico com efeito de contaminantes”. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Covilhã.

Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2010). “Mechanical behaviour of unsaturated decomposed granitic residual soil”. In 3rd International Conference on Problematic Soils, CI-Premier Pte Ltd, Australian Geomechanics Society, University of South Australia, Commission 18 of Problematic Soils of International Association of Engineering Geology (IAEG), pp. 269-275, Adelaide, Australia (ISBN: 978-981-08-5197-2, sent for recording under Engineer Index).

Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2010). “The influence of BTEX elements in the evaluation of stress-strain-dilatancy behaviour on granitic residual soil”. The 11th Congress of the International Association for Engineering geology and the Environment, Geologically Active - Williams et al. (eds) © 2010 Taylor & Francis Group, A Balkema Book, London, pp.1619-1624, Auckland, New Zealand. ISBN 978-0-415-60034-7.

ASTM D2487-85 (1985). “Classification of soils for engineering purposes”. Annual Book of ASTM Standards 1989, Volume 04, Philadelphia, pp. 288-297.

Bowles, J.E. (1996). “Foundation analysis and design.” , 5th ed, Mcgraw-Hill.

Braja M.D (2006). “Principles of geotechnical engineering”. 6th edition, ISBN: 0-534-55144-0.

Cavaleiro, V.M. (2001), Condicionamento geotécnicos à Expansão do Núcleo Urbano da Cidade da Covilhã, Dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor, Universidade da Beira Interior - Covilhã

Charles, W.W.Ng; ASCE, M.; Abraham C.F.Chiu (2003). “ Laboratory study of loose saturated and unsaturated decomposed granitic residual soil”. Journal of Geotechnical and environmental Engineering, V129, N°6, pp. 550-559.

Das, Braja M. (1987). "Advanced Soil Mechanics." (edt) Mcgraw-Hill, ISBN: 0-07-Y66237-1.

Futai, M.M.; Almeida, M.S.S. e Lacerda, W.A. (2005). "Behaviour of tropical soil under saturated conditions". Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, V2, Osaka, pp. 537-546

Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest". Journal of the society of Hungarian Architects and Engineers, V.7, pp.355-358.

Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1979). "Soil Mechanics, SI version." (edt) J. Wiley, ISBN:0-471-80792-3.

Leroueil, S.; Vaughan, P.R. (1990). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". Géotechnique 40, N°3, pp.467-488.

Leroueil, S.; Vaughan, P.R. -The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique 40, N°3, pp. 467-488, 1990.

Maccarini, M. - Laboratory Studies of a Weekly Bonded Artificial Soil. Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, 1987.

Maccarini, M. (1987). "Laboratory Studies of a Weekly Bonded Artificial Soil". Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Massarsh, K.R. (1979). "Lateral earth pressure in normally consolidated clay". Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, V.2, p.245-250. Brighton, Inglaterra.

Mayne, P.W.; Kulhaway, F.H. (1982). "K₀ - OCR relationships in soil". Journal of the Geotechnical Division, ASCE, V. 108, pp. 851-872.

Rodrigues, C.M.R. (2003). "Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda". Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra.

Vaughan, P.R.; Kwan, C.W. - Weathering, structure and in situ stress in residual soils. *Géotechnique* 34, N° 1, pp. 43-59, 1984.

Viana da Fonseca, A. (1988). “ Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto ”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em estruturas de Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Viana da Fonseca, A. (1996). “Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas”. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

